

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О. М. БЕКЕТОВА**

Є. С. СЕДИШЕВ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з дисциплін

**«ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ
КОНСТРУКЦІЇ»
ТА
«ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ»**

*для слухачів другої вищої освіти спеціальностей
7.06010101 «Промислове і цивільне будівництво»,
7.06010103 «Міське будівництво і господарство»*

Харків – ХНУМГ – 2015

Седишев Є.С. Конспект лекцій з дисциплін «Залізобетонні та кам'яні конструкції» та «Залізобетонні конструкції» (для слухачів другої вищої освіти спеціальностей 7.06010101 «Промислове і цивільне будівництво», 7.06010103 «Міське будівництво і господарство») / Є. С. Седишев; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О.М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ, 2015. – 97 с.

Автор: Є. С. Седишев

Рецензент: доц. Пустовойтова О.М.

*Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол засідання № 5 від 09.12.2014 р.*

1 ВСТУП

1.1 Сутність залізобетону

Залізобетон – це матеріал, що являє собою раціональне сполучення в конструкції двох різних за своїми механічними властивостями матеріалів – сталі і бетону.

Основна ідея виготовлення залізобетону полягає в тому, щоб використати бетон у роботі на стиснення, а сталеві арматурні стержні – на розтягнення.

Як відомо, бетон добре чинить опір стисненню і значно гірше – розтягненню. Наприклад, бетонна балка, що лежить на двох опорах, при згинанні зазнає вище від нейтрального шару стиснення, а нижче від нього – розтягнення і має дуже малу несучу здатність, тому що не використовується її здатність добре робити на стиснення. Тих же розмірів залізобетонна балка, але з арматурними стержнями в розтягнутій зоні, має значно більшу несучу здатність – у 10...20 разів.

Основою раціональної спільної роботи бетону і сталевий арматури є вигідне природне сполучення деяких важливих фізико-механічних властивостей цих матеріалів:

1. Бетон під час отвердження міцно зчеплюється зі сталевими стержнями; під дією зовнішніх сил обидва матеріали деформуються і працюють спільно, тобто суміжні волокна бетону та сталі зазначають однакових деформацій.

2. Значення коефіцієнтів температурного розширення бетону і заліза близькі між собою (0,00001 ... 0,000015), унаслідок чого при зміні температури в порівняно невеликих межах у комбінованому матеріалі виникають лише невеликі внутрішні напруження, які не можуть викликати небезпечні деформації. У той же час бетон, порівняно гірший провідник тепла, захищає сталь від перегріву.

3. Досвід експлуатації залізобетонних конструкцій показав, що бетон запобігає корозії сталі, яка знаходиться в ньому.

1.2 Позитивні й негативні властивості залізобетонних конструкцій

Основними позитивними властивостями залізобетону є:

- вогнестійкість. Бетон це вогнестійкий матеріал, він запобігає швидкому нагріванню до небезпечної температури сталевих стержнів, що знаходяться в його тілі. Правильно запроектовані й зведені

залізобетонні конструкції під час пожежі середньої інтенсивності й тривалості, як правило, не руйнуються;

- порівняно з неармованим бетоном та каменем має значно більший опір статичним і динамічним навантаженням та силовим діям. Залізобетон здатний сприймати не тільки стискаючи, а й розтягуючі зусилля.

- довговічність. Бетон, який оточує сталь, захищає її від корозії і сам необмежено тривалий час залишається неушкодженим за нормальних умов експлуатації;

- сейсмостійкість;

- можливість виготовляти конструкції будь-яких форм;

- незначні експлуатаційні витрати, значно менші ніж на сталеві або дерев'яні конструкції;

- для виготовлення конструкцій застосовуються місцеві матеріали (камінь, пісок, щебінь), або штучні заповнювачі (керамзит) місцевого виробництва.

Залізобетон має деякі вади:

- значна власна вага конструкцій, особливо несучих;

- відносно велика звуко- й теплопровідність. Треба вживати додаткові заходи і витрати на обладнання ізоляції;

- важко змінювати форму залізобетонних конструкцій або їх підсилювати;

- у бетоні розтягнутої зони не виключена можливість розкриття тріщин.

1.3 Галузі застосування залізобетону

Залізобетонні конструкції є базою сучасного індустріального будівництва. Із залізобетону зводять промислові одноповерхові й багатоповерхові будівлі, цивільні будівлі різного призначення, у тому числі житлові будинки, сільськогосподарські будівлі різного призначення. Залізобетон застосовують при зведенні тонкостінних покриттів (оболонки) промислових і громадських будинків великих прольотів; інженерних споруд: силосів, бункерів, резервуарів, димарів; в транспортному будівництві для метрополітенів, мостів, тунелів; в енергетичному будівництві для гідроелектростанцій, атомних реакторів; у гідромеліоративному будівництві для ірригаційних споруд; у гірничій промисловості, тощо.

На виготовлення залізобетонних стержневих конструкцій металу використовується у 2,5 ... 3,5 рази менше ніж на аналогічні

сталіні конструкції, а на виготовлення настилів, труб, бункерів і т. п. із залізобетонних конструкцій потрібно у 10 разів менше металу.

За способом виготовлення розрізняють: збірні залізобетонні конструкції, які виготовляють на заводах будіндустрії і монтують на будівельних майданчиках, і монолітні конструкції, які зводять на місці будівництва; збірно-монолітні конструкції, які виконуються з збірних залізобетонних елементів і монолітного бетону.

1.4 Розвиток залізобетонних конструкцій

Залізобетон, порівняно з іншими будівельними матеріалами (камінь, деревина, метал) з'явився зовсім недавно. Перші конструкції, що склалися із цементного розчину й дротяного каркаса і які стали прототипом залізобетонних конструкцій, відомі із середини ХІХ ст. (Ламбо, 1855 р. – човен; Монье, 1867 р. – садові діжки та ін.).

Перші залізобетонні конструкції у вигляді плит, балок, колон почали застосовувати в 1860 ... 1880-ті роки. Їх проектували і виготовляли інтуїтивно.

Теорія розрахунку залізобетонних конструкцій у загальних рисах склалася наприкінці ХІХ – початку ХХ ст. Основна заслуга в цьому належить Консідеру й Геннебіну (Франція), Кенену і Мйоршу (Німеччина), Залігеру (Австрія) та ін. В основу цієї теорії були покладені закони опору матеріалів, а бетон розглядався як пружний матеріал, підпорядкований закону Гука.

У Росії ентузіастом поширення залізобетону був М.А. Белелюбський. Під його керівництвом у 1891 р. були проведені широкі дослідження властивостей залізобетонних плит, балок, арок, резервуарів. Розвитку науки сприяли праці І.Г. Малюги, А.Ф. Лолейта, Т.П. Пердерія, І.С. Подольського та інших вчених.

Перші норми на проектування із залізобетону у Росії затверджені в 1908 р.

Відомі споруди перших років застосування залізобетону в Росії це:

- пішохідний аочний міст прольотом 45 м у Нижньому Новгороді (1896 р.);

- маяк висотою 36 м у Миколаєві (1904 р.) та ін.

У 1925 ... 1932 рр. у СРСР побудовані унікальні споруди: центральний телеграф у Москві, Будинок промисловості у Харкові, ряд великих промислових та гідротехнічних споруд.

З розвитком будівництва й експериментальних досліджень дедалі очевиднішими ставали недоліки теорії розрахунку

залізобетонних конструкцій за допустимими напруженнями як пружного матеріалу. За пропозицією А.Ф. Леєйта в лабораторії залізобетонних конструкцій під керівництвом О.О. Гвоздева був розроблений метод розрахунку за руйнуючими навантаженнями. У 1950-х роках завдяки працям О.О. Гвоздева, В.І. Мурашова, П.Л. Пастернака та інших учених був розроблений метод розрахунку конструкцій за граничними станами. Цей метод з деякими вдосконаленнями використовується і тепер.

2 ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНУ

2.1 Види бетонів, що застосовуються у конструкціях

Бетон – це штучний композитний матеріал, утворений із вяжучого, дрібного та крупного заповнювачів, замішаних з допомогою води.

Бетон як складова частини залізобетону повинен мати цілком визначені, наперед задані фізико-механічні властивості. Найголовнішими з них є міцність, надійне зчеплення з арматурою, достатня щільність.

Бетони класифікують за:

- *призначенням* – конструктивні й спеціальні (декоративні, теплоізоляційні тощо);
- *видом в'язучого* – на цементних, вапняних, гіпсових, шлакових і спеціальних в'язучих;
- *видом заповнювачів* – на щільних, пористих і спеціальних заповнювачах;
- *структурою* – щільної структури; поризованої; ніздрюватої, великопористої;
- *умовами тверднення* – природного тверднення; бетон, що зазнав тепловологої обробки при атмосферному тиску; бетон, що зазнав автоклавної обробки.

Для виготовлення бетонних і залізобетонних конструкцій застосовують такі види бетонів:

- *важкий* – середньої щільності $2200 \dots 2500 \text{ кг/м}^3$ (на щільних заповнювачах);
- *дрібнозернистий* – середньої щільності понад 1800 кг/м^3 (на дрібних заповнювачах);
- *легкий* – щільної і поризованої структури (на пористих заповнювачах);
- *ніздрюватий* – автоклавного і неавтоклавного тверднення;

- спеціальний – напружуваний.

Щільним заповнювачем для важких бетонів є щебінь із роздрібнених гірських порід (пісковика, граніту, діабазу, вапняку, тощо) і кварцовий пісок. Пористі заповнювачі можуть бути природними (перліт, пемза, черепашник) або штучними (керамзит, шлак тощо). Залежно від виду пористих заповнювачів розрізняють керамзито-, шлако-, перлітобетон та ін.

2.2 Структура бетону і її вплив на міцність та деформативність

Бетон – це капілярно-пористий матеріал зі складним агрегатним станом, в якому мають місце три фази речовини: тверда фаза – крупний та дрібний заповнювачі і кристалічний зросток в'язучого; рідка фаза – твердіючий гель в'язучого (зв'язана вода) та вода у порах і пустотах (незв'язана); газоподібна фаза – повітря у порах і пустотах.

Через складність і неоднорідність структури бетону його напружений стан при навантаженні дуже складний. При стисканні напруження концентруються на більш жорстких частках, які мають більший модуль пружності, а в місцях послаблення бетону мікро-, макротріщинами й пустотами відбувається концентрація стискальних і розтягуючих напружень. При взаємному накладанні розтягуючих напружень може виникнути розрив бетону центрально-стиснутих елементів у поперечному напрямку. Спочатку розтягуючі напруження призводять до появи первісних мікротріщин, а потім при збільшенні навантаження або при його тривалій дії виникають видимі тріщини, що спричиняє руйнування бетону.

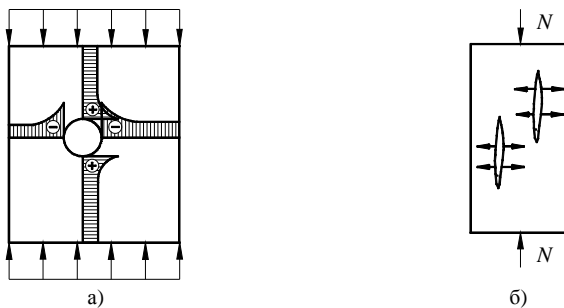


Рисунок 2.1 – Характер руйнування бетону:

а – концентрація напружень поблизу мікропор і пустот; б – руйнівні тріщини

Експериментальні дослідження бетону показали, що до нього не можна застосовувати теорію міцності, запропоновану для пружних матеріалів. Довести загальну теоретичну залежність між міцністю, деформативністю, складом і структурою бетону поки що не вдалося. Тому висновки про міцність та деформативність бетону в даний час ґрунтуються на експериментальних даних, котрі приймають як вихідні при розрахунку і конструюванню будь-яких залізобетонних конструкцій.

У зв'язку з тим, що процес тверднення бетону тривалий, його міцність з часом зростає. Це зростання залежить також від навколишнього середовища.

У звичайних умовах природного тверднення бетон на портландцементі інтенсивно набирає міцність у перші 28 діб. Потім зростання міцності має згасаючий характер. У сухих умовах зберігання бетону зростання становить до 1,5 раза, а у вологих умовах до 2 разів.

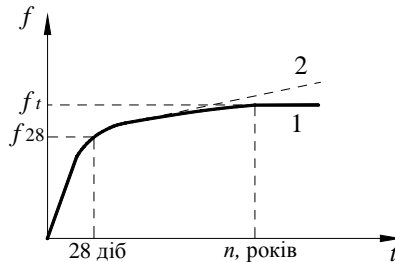


Рисунок 2.2 – Зростання міцності бетону з часом:
1 – при твердненні у сухому середовищі; 2 – те ж у вологому:

$$f_t = f_{28} \cdot \frac{\lg t}{\lg 28} = 0,7 f_{28} \cdot \lg t, \quad (2.1)$$

де t – час у добах.

З часом зростає не тільки міцність бетону на стиск, але й крихкість, що також треба враховувати при проектуванні залізобетонних конструкцій.

Бетон має властивості зменшуватися в об'ємі при твердненні в повітрі й збільшуватися при твердненні у воді. Перша властивість називається усадкою, друга – набуханням.

Усадка пов'язана з фізико-хімічними процесами тверднення та зменшенням об'єму цементного гелю. Найінтенсивніше вона відбувається у початковий період тверднення, а потім поступово

згасає. Усадку бетону враховують при визначенні втрат попереднього напруження і розрахунку тріщиностійкості.

2.3 Міцнісні й деформативні характеристики бетону

Високий опір бетону стискові є його найбільш цінною властивістю, яку широко використовують у конструкціях. Тому за еталон міцності прийнятий граничний опір стиску (f_{ci}) бетонного куба.

Міцність бетону на стиск визначається за результатами випробувань партії кубиків у кількості 3 ... 6 штук. Стандартний куб має розмір ребра 15 см і вік у 28 діб.

$$f_{ci} = \frac{N_{ui}}{A_{ci}}. \quad (2.2)$$

Характеристичне значення міцності бетону на стиск:

$$f_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}, \quad (2.3)$$

де n – кількість зразків.

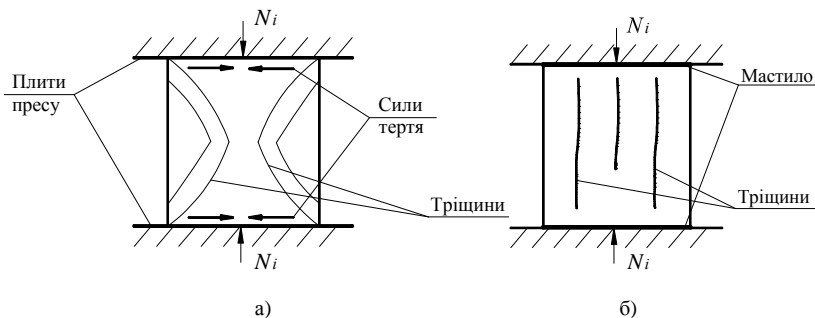


Рисунок 2.3 – Характер руйнування бетонних кубиків:
а – при терті по опорних площинах; б – при відсутності тертя

Кубикову міцність безпосередньо в розрахунках не використовують, оскільки залізобетонні конструкції відрізняються від кубика за формою, розмірами й напруженим станом.

При збільшенні висоти зразка вплив опорного тертя зменшується, поперечне розширення зразка стає вільнішим і міцність бетону зменшується. Цю міцність називають призмовою.

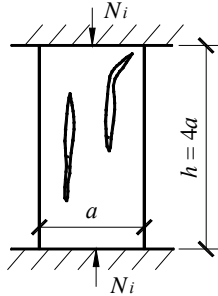


Рисунок 2.4 – Характер руйнування бетонних призм

Експериментальне визначення призової міцності виконують на партії зразків, у яких відношення висоти до розміру поперечного перерізу $\frac{h}{a} = 4$.

У практиці призову міцність бетону ($f_{c,prism}$) розраховують по кубиковій міцності ($f_{c,cub}$):

$$f_{c,prism} = \frac{1300 + f_{c,cub}}{1450 + 3f_{c,cub}} \cdot f_{c,cub} \cong 0,75 \cdot f_{c,cub} . \quad (2.4)$$

Міцність бетону при розтягу f_{ct} має значно менше значення, ніж при стиску і становить $(0,1 \dots 0,05) \cdot f_{c,cub}$. При збільшенні міцності бетону відношення $\frac{f_{ct}}{f_c}$ зменшується. Залежність між цими характеристиками має вигляд

$$f_{ct} = 0,5 \cdot \sqrt[3]{f_{c,cub}^2} . \quad (2.5)$$

Значення f_{ct} встановлюють випробуваннями на розрив зразків у вигляді вісімок, або на згин бетонних балок.

За руйнуючим моментом бетонної балки:

$$f_{ct} = \frac{3,5M}{b \cdot h^2} . \quad (2.6)$$

Міцність бетону при зрізі (f_{sh}) й сколюванні (f_{ch}) залежить від міцності бетону на розтяг:

$$f_{sh} = 2f_{ct} ; \quad f_{ch} = (1,5 \dots 2)f_{ct} . \quad (2.7)$$

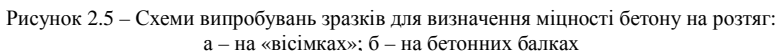


Рисунок 2.6 – Діаграма напруження-деформації для бетону

На діаграмі ε_{c1} – деформації бетону при максимальних напруженнях $\sigma_c = f_{cm}$; ε_{cu1} – граничне значення відносних деформацій бетону.

Граничні деформації бетону залежать від його класу, складу, щільності й тривалості дії навантаження і коливаються у широких межах. Орієнтовні середні граничні деформативності:

- при сдвиге $\varepsilon_{cy} = 0,0015...0,0030$;

- при розтягу $\varepsilon_{cti} = 0,0001...0,00015$.

Для характеристики деформативних властивостей пружних матеріалів і визначення зв'язку між деформаціями й напруженнями по закону Гука вводять поняття модуля пружності E . Щодо бетону, то він є матеріалом пружнопластичним, тому залежність (напруження-деформації) для нього нелінійна і

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \operatorname{tg} \alpha, \quad (2.8)$$

де α – кут нахилу дотичної до кривої « $\sigma - \varepsilon$ » в точці з даним напруженням.

У зв'язку з цим для бетону ввели поняття початкового модуля пружності (E_c), який відповідає миттєвому завантаженню зразка, при якому виникають лише пружні деформації (ε_e). Напруження в бетоні при пружних деформаціях приймаються від 0 до $0,3f_{cm}$ (до 30% від середньої міцності на стиск):

$$E_c = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_e} = \operatorname{tg} \alpha_0. \quad (2.9)$$

Залежність між σ_c і ε_c можна описати рівнянням за ДБН [2]:

$$\sigma_c = f_{(ck),(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (2.10)$$

де a_k – коефіцієнти полінома, які визначаються з використанням параметрів, наведених у таблицях ДБН [2]. Формула (2.10) справедлива при $0 < |\varepsilon_{cl}| < |\varepsilon_{cul}|$, де ε_{cl} , ε_{cul} – граничні деформації бетону.

Для практичних розрахунків конструкцій використовують спрощені залежності « $\sigma - \varepsilon$ ».

Так, ДБН В. 2.6-98:2009 [2] рекомендують використовувати дволінійну діаграму « $\sigma - \varepsilon$ » (рис. 2.7):

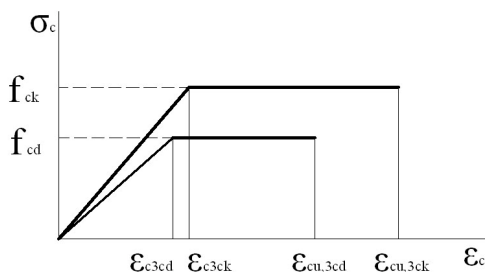


Рисунок 2.7

EN 1992-1-1 (Єврокод 2) рекомендують використовувати параболічно-прямокутну діаграму (рис. 2.8):

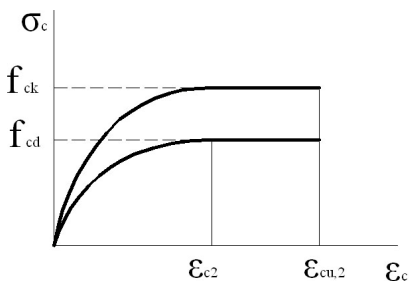


Рисунок 2.8

2.4 Класи і марки бетонів

Міцність бетону на стиск визначається через класи міцності бетону, які позначаються літерою *C*. Класи міцності ґрунтуються на характеристичній кубиковій міцності $f_{sk,cube}$, (із гарантованою з 95%-ною імовірністю), визначеній при стисненні куба з ребром 15 см у віці 28 діб з бетону робочого складу, виготовленого і випробуваного згідно з діючими стандартами. 95% імовірність означає, що нижче заданого показника міцності знаходиться лише 5% вибірки всієї вимірної міцності бетону даного складу. По стандарту Єврокода 2 міцність визначається випробуваннями бетонних циліндрів діаметром 150 мм і висотою 300 мм.

У нормах [2] класи міцності для бетонних і залізобетонних конструкцій дають в межах C8/10 ... C50/60, де перша цифра позначає характеристичне значення циліндричної, а друга – кубиковій міцності. Механічні характеристики бетону, необхідні для проектування за ДБН [2], наведені в таблиці 2.1, а за Єврокодом 2 в таблиці 2.2.

Класи понад C30/35 відносяться до високоміцних бетонів, а менше ніж C8/10 до неконструктивних (підготовки, підливки та ін.).

Марки бетону за морозостійкістю від F25 до F500 характеризують число витримувань циклів попереминого заморожування та розморожування у стані насиченості водою.

Марки бетону за водонепроникністю від W2 до W12 характеризують граничний тиск води, при якому ще спостерігається просочування її через випробуваний зразок.

Таблиця 2.1 – Характеристики міцності і деформативності бетону

Характеристики	Клас міцності бетону								
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C50/60
$f_{ck,cube}$, МПа	15	20	25	30	35	40	45	50	60
$f_{cm,cube}$, МПа	19	25	32	38	45	51	58	64	77
f_{ck} , МПа	11	15	18,50	22	25,5	29	32	36	43
f_{cd} , МПа	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	33
E_{ck} , ГПа	20	23	26	29	31	32	34	35	37
E_{cd} , ГПа	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	34
$\varepsilon_{c3,ck}$, ‰	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,16
$\varepsilon_{c3,cd}$, ‰	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,97
$\varepsilon_{cu3,ck}$, ‰	3,96	3,73	3,46	3,2	2,93	2,70	2,55	2,37	2,16
$\varepsilon_{cu3,cd}$, ‰	3,33	3,23	3,1	3,0	2,8	2,64	2,45	2,31	2,06
$\varepsilon_{c1,ck}$, ‰	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	2,02
$\varepsilon_{c1,cd}$, ‰	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,91
$\varepsilon_{cu1,ck}$, ‰	4,4	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,40
$\varepsilon_{cu1,cd}$, ‰	3,7	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,29

Таблиця 2.2 – Міцність та деформативність бетону за Єврокодом 2

EN 1992-1-1	Клас міцності бетону								
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck,cube}$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58
E_{cm} , ГПа	27	29	30	31	33	34	35	36	37
ε_{c1} , ‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45
ε_{cu1} , ‰	3,5								
ε_{c2} , ‰	2,0								
ε_{cu2} , ‰	3,5								
ε_{c3} , ‰	1,75								
ε_{cu3} , ‰	3,5								

Марки бетону за щільністю від D800 до D2500 характеризують середню щільність (кг/м³).

Оптимальні клас і марку бетону вибирають на основі техніко-економічних міркувань залежно від типу залізобетонної конструкції, її напруженого стану, способу виготовлення, умов експлуатації та ін.

Коефіцієнт Пуассона може прийматися таким, що дорівнює 0,2 при рівні напружень, що не перевищують 0,5 f_{cd} для бетону без тріщин і рівним 0 для бетону з тріщинами. Коефіцієнт лінійного теплового розширення важких бетонів можна приймати рівним $1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

3 АРМАТУРА

3.1 Призначення і види арматури

Арматуру розташовують головним чином у тих місцях конструкцій, які зазнають розтягу (при згині, центральному і позacentровому розтягу, позacentровому стиску), її часто застосовують для підсилення стиснутого бетону, а також для сприйняття усадочних і температурних напружень.

Поздовжні стержні арматури, що сприймають розтягуючі (інколи й стискальні) зусилля, називають робочою арматурою. Її встановлюють у конструкцію за розрахунком. Арматура, яка встановлюється за конструктивними й технологічними міркуваннями, має назву монтажної. Вона забезпечує проектне місцезнаходження робочої арматури, більш рівномірно розподіляє зусилля між окремими стержнями робочої арматури і сприймає зусилля, що не вираховуються (від усадки, змін температур тощо).

3.2 Механічні властивості арматурних сталей

Характеристики міцності й деформацій арматурних сталей встановлюють за діаграмою « $\sigma_s - \epsilon_s$ », одержуваної при випробуваннях зразків на розтяг.

Гарячекатана арматурна сталь з площадкою текучості на діаграмі (м'яка сталь) має значне подовження ϵ_s при розриві (до 25%). Для залізобетону основною механічною характеристикою цієї сталі є межа її текучості σ_y . Якщо напруження в арматурі досягають цієї межі, в розтягнутій зоні бетону розкриваються недопустимо великі тріщини і зростає прогин. Тому для гарячекатаних арматурних сталей за характеристичне значення міцності приймають найменшу (із забезпеченням 0,95) межу текучості, що контролюється.

Зміцнення гарячекатаної арматурної сталі і зменшення її подовження роблять за рахунок:

- введення до складу сталі вуглецю й легуючих домішок (марганцю, кремнію, хрому, тощо);
- холодним деформуванням (наклеп) при штучній витяжці до напруження $\sigma_n > \sigma_y$;
- термічним зміцненням (загартування) при нагріванні до 800°C і швидким охолодженням з частковим відпуском металу нагріванням до $300 \dots 400^{\circ}\text{C}$;

Характеристичним значенням міцності «твердих» сталей вважають умовну межу текучості (яка дорівнює значенню напружень, що відповідають залишковому відносному подовженню 0,2%, для стержньової арматури, високоміцного дроту й арматурних канатів), або напруження, що дорівнює 0,75 тимчасового опору розриву (σ_u) для звичайного дроту.

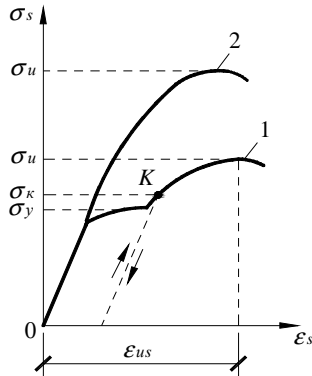


Рисунок 3.1 – Діаграми розтягу арматурної сталі: 1 – гарячекатаної; 2 – високоміцної

Важливі властивості арматурної сталі які треба враховувати: зварюваність, тобто здатність доброякісно з'єднуватися при зварюванні; холодноламкість, тобто зниження в'язкості (збільшення крихкості) при знижених температурах; релаксація напружень і руйнування при втомленості від дії багаторазового повторного навантаження.

Дійсну діаграму « σ - ϵ » (рис. 3.1) в практичних розрахунках замінюють спрощеними ідеалізованою (А) або розрахунковою (В) діаграмами (рис. 3.2).

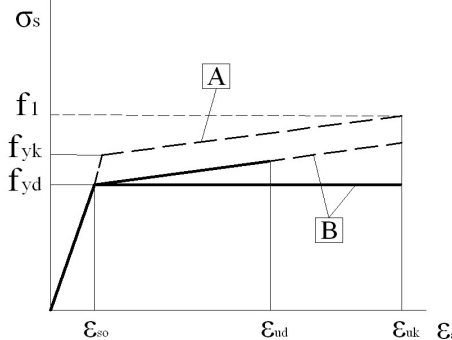


Рисунок 3.2

Деформативною характеристикою арматурної сталі до межі текучості є модуль пружності E_s .

3.3 Класифікація арматури

Арматуру для залізобетонних конструкцій поділяють на такі види:

- гарячекатану гладку й періодичного профілю з постійною та змінною висотою виступів (відповідно кільцевої та серповидної форми) діаметром від 3 мм до 40 мм;
- термомеханічно зміцнену періодичного профілю з постійною і змінною висотою виступів (відповідно, кільцевої та серповидної форми) діаметром від 6 мм до 40 мм;
- холодно деформовану періодичного профілю діаметром 3 ... 12 мм;
- арматурні канати діаметром від 6 мм до 15 мм;

Основним показником якості арматури, який встановлюється при проектуванні, є клас арматури за міцністю на розтяг, який позначають:

- А – для гарячекатаної і термомеханічно зміцненої арматури;
- В – для холоднодеформованої арматури;
- К – для арматурних канатів.

Класи арматури за міцністю на розтяг А, В і К відповідають гарантованому значенню межі текучості (з округленням) з забезпеченістю 0,95.

Для ненапружених конструкцій слід передбачати арматуру:

- гладку класу А240С;
- періодичного профілю класів А400С, А500С, В500.

Для ненапружених залізобетонних конструкцій арматуру, яку встановлюють відповідно до розрахунку, слід переважно приймати періодичного профілю класів А400С і А500С, а також арматуру класу В500 у зварних сітках і каркасах.

Характеристики міцності і деформативності за ДБН [2] для деяких класів арматури, яка встановлюється в ненапружених конструкціях, наведені в таблиці 3.1.

Для напружених залізобетонних конструкцій слід використовувати стрижні й канати класів А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000, К-7 та проволочку класів В, Вр.

При виборі видів і марок сталі для арматури, яку встановлюють за розрахунком, а також прокатних сталей для закладних

деталей слід урахувати температурні умови експлуатації конструкцій та характер їх навантаження.

Таблиця 3.1 – Характеристики міцності і деформативності арматури

Характеристики	Класи арматури			
	A240	A400	A500	B500
f_{yk} , МПа	240	400	500	500
f_{yd} , МПа	225	365	435	435
f_{ywd} , МПа	170	285	300	300
E_s , МПа	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$2,0 \times 10^5$	$1,9 \times 10^5$
ε_{so} , ‰	1,07	1,74	2,17	2,29
ε_{ud} , ‰	25	25	20	20

У конструкціях, які експлуатують при статичному навантаженні в опалюваних будівлях, а також на відкритому повітрі та у неопалюваних будівлях при розрахунковій температурі мінус 30⁰С і нижче, може бути використана арматура усіх вказаних вище класів, за винятком арматури класу A240С марки сталі Ст 3кп, яка застосовується при розрахунковій температурі не нижче мінус 30⁰С.

За інших умов експлуатації клас арматури та марку сталі приймають за спеціальними вказівками.

Проектуючи анкерування арматури у бетоні та з'єднань арматури внапуск (без зварювання) слід урахувати характер поверхні арматури. Проектуючи зварні з'єднання арматури слід урахувати спосіб виготовлення арматури.

Для монтажних (підйомних) петель елементів збірних залізобетонних і бетонних конструкцій слід використовувати гарячекатану арматурну сталь класу A240С марок Ст 3сп і Ст 3пс.

3.4 Арматурні вироби

Гнучку арматуру застосовують не тільки як окремі стержні чи дрти, а й у вигляді вязаних і зварних сіток та плоских або просторових каркасів.

Вязані і зварні сітки використовують в основному для армування плит і виготовляють із звичайних арматурного дроту чи стержньової арматури зі взаємно перпендикулярним розміщенням стержнів. Відстань між осями поздовжніх і поперечних стержнів приймають кратною 50 мм.

Зварні сітки бувають рулонними або плоскими. Довжина рулонних сіток обмежується їх масою (до 500 кг).

У маркуванні сіток входять кроки стержнів в обох напрямках та їх діаметри, мм, наприклад – $C \frac{6A240C-150}{4Bp-250}$.

Зварні каркаси складають із прямих робочих та монтажних поздовжніх стержнів і перпендикулярних до них поперечних. Діаметри робочих і поперечних стержнів призначають за розрахунком. Діаметри монтажних стержнів приймають на 2 ... 4 мм більшим за діаметр поперечних. Діаметри поперечних стержнів повинні призначатися з урахуванням недопущення перепалу $\frac{d_s}{d_w} \leq 4$. Мінімальний розмір кінцевих випусків стержнів у зварних сітках і каркасах має становити $c \geq 0,5 \cdot d_1 + d_2$ і не менше 15 мм.

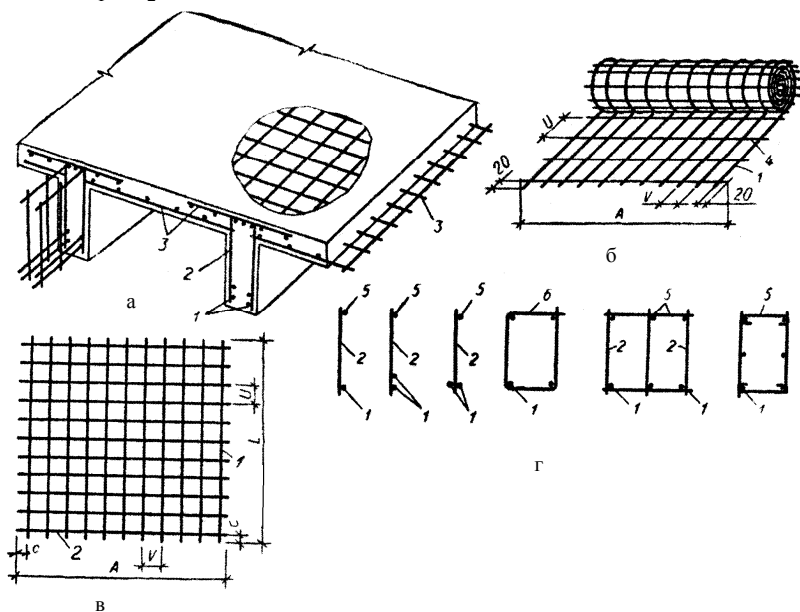


Рисунок 3.3 – Зварні каркаси та сітки:

- а – армування монолітного ребристого перекриття; б – рулонна сітка з поздовжньою робочою арматурою; в – плоска сітка з робочою арматурою у двох напрямках;
- г – перерізи плоских і просторових каркасів; 1 – поздовжня робоча арматура;
- 2 – те саме, поперечна; 3 – робоча арматура плити; 4 – розподільна; 5 – монтажна;
- 6 – хомути

Допускається використовувати в'язану арматуру, яка складається з окремих поздовжніх і поперечних стержнів (хомутів), а іноді і з відігнутих стержнів, з'єднаних у місцях перетину в'язальним дротом. При застосуванні в'язаної арматури виключається концентрація напружень у зонах точкового зварювання, а також усувається небезпека перепалювання поперечних стержнів, що спостерігається у зварних виробках.

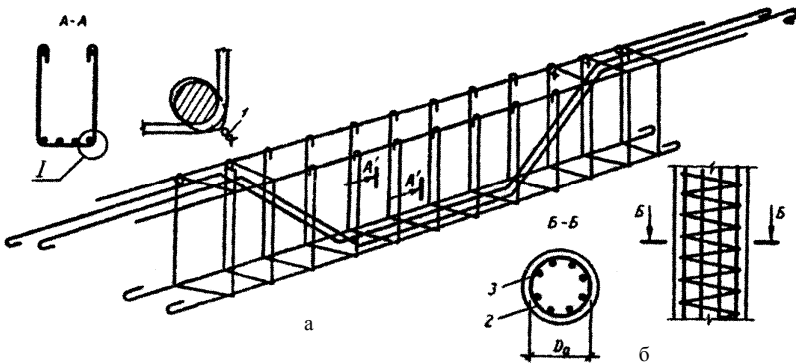


Рисунок 3.4 – Арматування конструкцій окремими стержнями:
а – в'язаний арматурний каркас; б – колона із спіральною арматурою;
1 – в'язальний дріт; 2 – спіральна арматура; 3 – поздовжня арматура

4 МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

4.1 Етапи розрахунків

Розрахунок залізобетонних конструкцій проводять у два етапи.

Перший етап – це статичний (або динамічний) розрахунок, який полягає у складанні розрахункових схем, що якнайкраще відповідають дійсній роботі конструкцій, і визначенні внутрішніх зусиль (згинальних моментів M , поперечних сил V , поздовжніх сил N тощо) в характерних перерізах конструкцій. Залізобетонні статично невизначені конструкції розраховують не тільки за пружною стадією, тобто за загальними правилами будівельної механіки, алей й за методом граничної рівноваги з урахуванням перерозподілу зусиль унаслідок пластичних деформацій.

Другий етап – це конструктивний розрахунок, який полягає у визначенні раціональної форми і розмірів перерізів, класу бетону та арматурної сталі, кількості арматури й порядку її розташування.

4.2 Стадії напружено-деформованого стану

Експериментальні дослідження елементів, що згинаються, позacentрово-стиснутих і позacentрово-розтягнутих дали можливість виділити три стадії напружено-деформованого стану перерізу від початку навантаження до зруйнування.

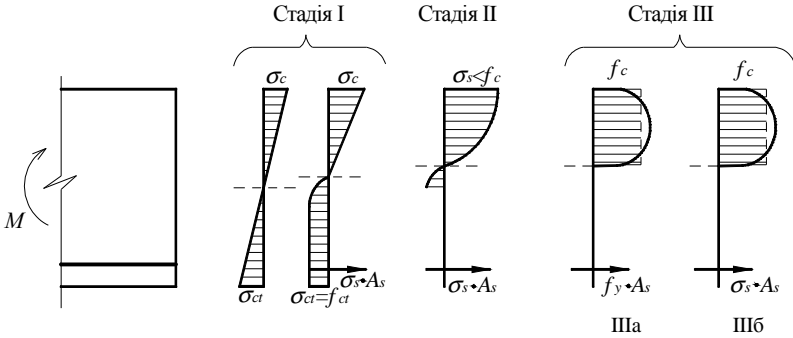


Рисунок 4.1 – Стадії напружено-деформованого стану елементів, що згинаються

Стадія I – навантаження мале, деформації бетону носять переважно пружний характер і тріщини в розтягнуті зони перерізу не утворюються. Кінець стадії I - це коли напруження у розтягнутому бетоні досягає межі міцності f_{ct} . Епюра напружень розтягу має криволінійне окреслення, яке наближається до прямокутника, а в стиснутій зоні бетон зазнає переважно пружних деформацій.

Стадія II починається з появою тріщин у розтягнуті зоні бетону. Бетон цієї зони виключається із роботи і все зусилля розтягу сприймає арматура. У стиснутій зоні деформації носять пружнопластичний характер з поступовою перевагою у міру збільшення навантаження пластичних деформацій. Епюра напружень має криволінійне окреслення. Напруження в арматурі і стиснутому бетоні ще не досягають граничних величин. Це експлуатаційна стадія для конструкцій.

Стадія III характеризує відносно короткий період існування елемента чи конструкції, коли після додаткового збільшення навантаження напруження в розтягнуті арматури і в стиснутому бетоні досягають граничних величин – межі текучості сталі f_y і межі міцності бетону f_c (IIIa). Це стадія руйнування. Епюра напружень у стиснутому бетоні наближається до прямокутної. Деформації цього

бетону переважно пластичні. У випадку IIIб напруження в розтягнутій арматурі не досягають граничного значення ($\sigma_s < f_y$). Це переармований переріз конструкції і руйнування буде тільки в стиснутій зоні бетону (крихке руйнування).

4.3 Суть розрахунку залізобетонних елементів за граничними станами

Граничним називають такий стан конструкції, за якого вона перестає задовольняти вимогам, що ставляться до неї, тобто втрачає здатність чинити опір зовнішньому впливу або набуває недопустимих деформацій чи місцевих ушкоджень.

Розрізняють дві групи граничних станів:

перша група – за втратою несучої здатності або непридатністю до подальшої експлуатації (втрата стійкості форми або положення; крихке, в'язке, від втоми чи іншого характеру руйнування; стани, за яких виникає необхідність припинення експлуатації внаслідок текучості матеріалу, зсуву в з'єднаннях, повзучості або надмірного розкриття тріщин та ін.);

друга група – за непридатністю до нормальної експлуатації (стани, які ускладнюють нормальну експлуатацію конструкцій або знижують їх довговічність унаслідок появи надмірних переміщень, коливань, тріщин тощо).

Мета розрахунку за граничними станами – виключити можливість появи того чи іншого граничного стану для конструкцій у цілому і окремих їх частин у період виготовлення, транспортування, монтажу, зведення та експлуатації.

Розрахунок виконують так, щоб значення зусиль, напружень, деформацій, переміщень, ширини розкриття тріщин не перевищували граничних значень, встановлюваних нормами на проектування.

Розрахунок несучої здатності має виконуватися для всіх несучих конструкцій, а деформації і утворення або розкриття тріщин для тих конструкцій, в яких надмірні деформації, утворення чи значне розкриття тріщин можуть призвести до втрати експлуатаційної якості в той час, коли міцність ще не вичерпана.

Основними факторами, які зумовлюють досягнення конструкцією того чи іншого граничного стану, є навантаження, що діють на дану конструкцію, характеристики міцності матеріалів, із яких вона виготовлена, умови, за яких працює конструкція й інші. Всі ці фактори мають певну мінливість і можуть відрізнятися від

призначених нормами. У розрахунку за методом граничних станів це враховують уведенням ряду відповідних коефіцієнтів.

4.4 Характеристичні і розрахункові навантаження. Сполучення навантажень

Найбільші навантаження, що можуть діяти на конструкцію при її нормальній експлуатації і які призначаються нормами, прийнято називати характеристичними навантаженнями (F_k). Проте величина характеристичного навантаження при виготовленні або експлуатації конструкції може бути перевищена (завищена вага конструкції за рахунок неточних розмірів, перестановка обладнання, скупчення людей тощо). Ці відхилення враховуються коефіцієнтами надійності за навантаженням (γ_f), які на основі статистичної обробки результатів зазначених спостережень призначаються нормами. Наприклад, за ДБН [1] для власної ваги конструкції $\gamma_f = 1,1$; для снігового навантаження $\gamma_f = 1,14$ тощо.

Добуток характеристичного навантаження (F_k) на коефіцієнт надійності за навантаженням (γ_f) називають розрахунковим навантаженням ($F_d = F_k \cdot \gamma_f$).

Навантаження поділяють на постійні, що діють протягом усього періоду експлуатації конструкції (власна вага, тиск ґрунту тощо), і тимчасові, значення і розміщення а прольоті яких можуть змінюватися у процесі експлуатації.

За тривалістю дії тимчасові навантаження розподіляють на довгочасні (наприклад, вага стаціонарного устаткування, тиск рідини чи сипучих матеріалів тощо), короточасні (навантаження від людей, вітру та ін.) та епізодичні (сейсмічні, вибухові та ін.).

Для рівномірно розподілених тимчасових навантажень на перекриття, сходів і підлог по ґрунтах за ДБН В.1.2-2:2006 [1] з характеристичного значення виділяються й квазіпостійні значення.

За основу для призначення навантажень беруть їх характеристичні значення.

Згідно з правилами врахування ступеня відповідальності будівель і споруд під час проектування конструкцій до розрахунку вводять коефіцієнти надійності. Їх приймають рівними чи меншими за одиницю (для більшості випадків $\gamma_n = 0,95$).

Залежно від характеру навантажень і цілей розрахунку використовуються чотири види розрахункових значень (табл. 4.1).

Таблиця 4.1

Розрахункове значення	Використання видів навантажень за типом розрахунку			
	Основні			Епізодичні
	Постійні	Тимчасові		
		Довгочасні	Короткочасні	
Експлуатаційне	+	+	+	
Граничне	+	+	+	+
Циклічне		+	+	
Квазіпостійне		+		

Для перевірки граничних станів першої групи використовують граничні розрахункові значення навантажень, а для перевірки граничних станів другої групи – експлуатаційні й циклічні значення.

У розрахунку конструкції необхідно враховувати різні можливі сполучення навантажень:

а) основні сполучення, що складаються з постійних, тривалих і короткочасних навантажень (якщо в основі сполучення включають два і більше короткочасних навантажень, то розрахункові значення цих навантажень множать на коефіцієнт сполучення: для тривалих навантажень $\psi_1 = 0,95$; для короткочасних $\psi_2 = 0,9$);

б) аварійні сполучення, що складаються із постійних, тривалих, короткочасних та одного епізодичного навантаження (тимчасові навантаження множать на коефіцієнт $\psi_2 = 0,8$; тривалі на $\psi_1 = 0,95$, а епізодичні приймають без зниження).

4.5 Характеристичне і розрахункове значення опорів матеріалів

Неоднорідність структури бетону впливає на його міцність. Якщо з одного замісу виготовити багато зразків, то показники їх міцності будуть різнитися. Відклавши на осі абсцис ці показники f_1, f_2, \dots, f_i , а на осі ординат – кількість зразків n_1, n_2, \dots, n_i з приблизно однаковими показниками, одержимо криву розподілу міцності (рис. 4.2).

Переважає більшість зразків матиме значення міцності, що відповідає середньому її значенню:

$$f_m = \frac{n_1 \cdot f_1 + n_2 \cdot f_2 + \dots + n_i \cdot f_i}{n} \quad (4.1)$$

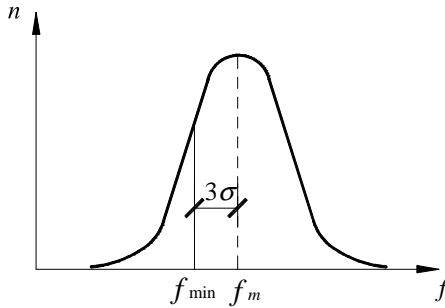


Рисунок. 4.2

Міцність решти зразків симетрично відхиляється від середньої ліворуч і праворуч на величину $\Delta_i = f_i - f_m$. Чим більше це відхилення, тим рідше воно спостерігається.

Мінливість міцності бетону оцінюється коефіцієнтом варіації

$$V = \frac{\sigma}{f_m} \quad (4.2)$$

де σ – середнє квадратичне відхилення міцності від f_m , що визначається за формулою

$$\sigma = \frac{n_1 \cdot \Delta_1^2 + n_2 \cdot \Delta_2^2 + \dots + n_i \cdot \Delta_i^2}{n} \quad (4.3)$$

Завдання проектувальників полягає в тому, щоб забезпечити конструкцію від настання граничного її стану за найнесприятливіших, але практично реальних обставин.

Міцність у межах $f_m \pm \sigma$ матиме не менше ніж 68,3% всіх випробуваних зразків, а у межах $f_m \pm 3\sigma$ – 99,7% (це практично мінімальна міцність).

Характеристичним значенням опору є міцність, забезпеченість якої становить 0,95:

$$f_{ck} = f_{cm} \cdot (1 - 1,64V_c), \quad (4.4)$$

де $V_c = 0,135$ – коефіцієнт варіації.

По середньому значенню кубикової міцності f_{cm} можна вирахувати призмову міцність f_{ck} і міцність бетону на розтяг f_{ctk} .

Характеристичні значення міцності бетону:

- при стиску

$$f_{ck} = f_{cm} \cdot (0,77 - 0,00125 f_{cm}) = 0,72 f_{cm}, \quad (4.5)$$

де f_{cm} – клас бетону за міцністю на стиск.

- при розтягу

$$f_{ctk} = 0,233 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}. \quad (4.6)$$

Розрахунковий опір бетону при розрахунку за граничними станами першої групи повинен мати забезпеченість 0,997. Він визначається діленням характеристичного значення опору на відповідні коефіцієнти надійності бетону: при стиску $\gamma_c = 1,3$; при розтягу $\gamma_{ct} = 1,5$.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ і } f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{ct}}. \quad (4.7)$$

У розрахунках конструкцій розрахунковий опір бетону зменшують (або збільшують) множенням на відповідні коефіцієнти умов роботи бетону γ_{ci} , які враховують такі фактори: особливості властивостей бетонів; тривалість дії навантажень та його багаторазового повторення; умови характер і стадію роботи конструкції; спосіб її виготовлення; розміри перерізу тощо.

Розрахунковий опір бетону для розрахунку за граничними станами другої групи приймають рівним характеристичному значенню опору f_{ck} і f_{ctk} , тобто коефіцієнт надійності $\gamma_c = 1$.

За характеристичне значення опору арматури при розтягу f_{yk} прийнято найменше (із забезпеченістю 0,95) контрольоване значення:

- для стержневої арматури, високоміцного дроту й арматурних канатів – межі текучості фізичної або умовної (що дорівнює значенню напруження, відповідного залишковому відносному подовженню 0,2% – $f_{0,2k}$);

- для звичайного арматурного дроту – напруження що дорівнює 0,75 тимчасового опору розриву.

Розрахунковий опір арматури розтягу f_{yd} визначається шляхом ділення характеристичного значення опору на коефіцієнт надійності арматури γ_s (1,05...1,2),

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}. \quad (4.7)$$

Для розрахунку за граничними станами другої групи $\gamma_s = 1$.

Розрахунковий опір арматури стиску визначається граничним стисненням бетону. Його приймають рівним розрахунковому опору розтягу, але не більше ніж 400 МПа.

У відповідних випадках розрахунковий опір арматури для розрахунку за граничними станами першої групи множать на коефіцієнти умов роботи γ_{si} , які враховують характер прикладання навантаження, призначення арматури, наявність швів зварювання тощо.

Нормативні й розрахункові значення опорів матеріалів, а також всі необхідні коефіцієнти наведені в нормах.

5 РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ ЕЛЕМЕНТІВ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГИН

5.1 Загальні положення і припущення

Розрахунки елементів за несучою здатністю при дії згинальних моментів і поздовжніх сил виконують на основі розрахункової моделі нормального перерізу з використанням деформаційного методу. За критерій появи граничного стану прийняте досягнення деформаціями стиснутого бетону граничних значень відносних деформацій.

Розрахунки виконують на основі рівнянь рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль в перерізах.

Для визначення несучої здатності використовують нелінійну діаграму «напруження-деформації» (рис. 2.6), або спрощенні залежності « σ - ε » (рис. 2.7).

В практичних розрахунках епюру нормальних напружень в стиснутій зоні приймають як «параболу-прямокутник» (рис. 5.1,б), як білінійну (рис. 5.1,в) або прямокутну (рис. 5.1, г).

При розрахунку міцності елементів, що згинаються, та стиснутих елементів приймають допущення:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз з середніми деформаціями бетону і арматури по довжині блока між тріщинами;

- плоскі перерізи залишаються плоскими на всіх стадіях навантаження, що означає лінійний розподіл деформацій по висоті перерізу;

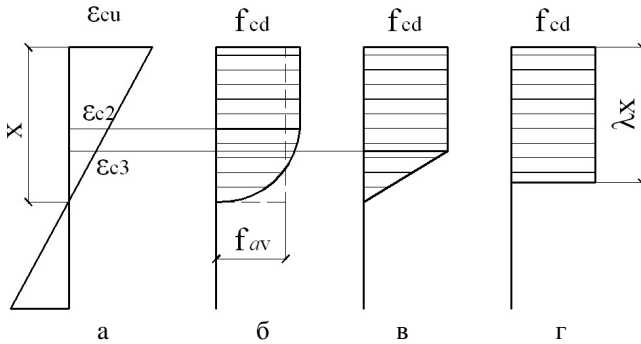


Рисунок 5.1

а – епюра деформацій у перерізі елемента, що згинається; б, в, г – епюри напружень згідно EN, ДБН; f_{av} – середні напруження стиснутої зони (згідно з EN 1992-1-1 приймають $f_{av} = 0,459 f_{ck}$); λ – коефіцієнт, що визначає розрахункову висоту стиснутої зони (для бетонів з $f_{ck} \leq 50$ МПа рекомендовано приймати $\lambda = 0,8$).

- деформації арматури однакові з деформаціями бетону, що їх оточує, як при розтягу, так і при стиску;

- роботу бетону в розтягнутій зоні перерізу допускається не враховувати.

Базуючись на гіпотезі плоских перерізів, можна визначити величину стиснутої зони:

$$x = \xi \cdot d = \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} + \varepsilon_s}, \quad (5.1)$$

де ξ – відносна висота стиснутої зони.

Граничне значення стиснутої зони $x_R = \xi_R \cdot d$.

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони ξ_R відповідає пружній деформації арматури ε_{so} :

$$\xi_R = \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} + \varepsilon_{so}}. \quad (5.2)$$

Якщо $x \leq x_R$ ($\xi \leq \xi_R$), то переріз проектується з одиничною арматурою.

5.2 Розрахунок міцності елементів прямокутного профілю з одиничною арматурою у нормальному перерізі

В елементах, що згинаються, арматуру доцільно укласти лише в розтягнутій зоні. Армуння стиснутої зони провадять лише при необхідності її підсилення.

Умову міцності перерізу елементів, що згинаються, можна записати у вигляді

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} , \quad (5.3)$$

де M_{Ed} – момент від зовнішніх навантажень, за статичним розрахунком;

M_{Rd} – розрахунковий момент, який може витримати переріз при досягненні розрахункового граничного стану (несуча здатність по моменту).

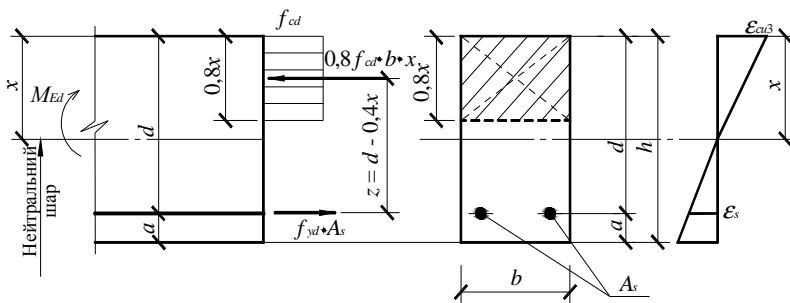


Рисунок 5.2 – Розрахункова схема нормального перерізу прямокутного профілю з одиничною арматурою

Значення M_{Rd} може бути встановлене як момент внутрішніх зусиль відносно осі (паралельній нейтральному шару), що проходить через точку прикладення рівнодіючої в розтягнутій арматурі (умовно – центр ваги цієї арматури), при розгляді умов рівноваги перерізу

$$M_{Rd} = 0,8 f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,4x) , \quad (5.4)$$

або відносно осі, що проходить через точку прикладення рівнодіючої в стиснутій зоні (умовно – центр ваги цієї зони)

$$M_{Rd} = \sigma_s \cdot A_s \cdot (d - 0,4x) . \quad (5.5)$$

При $x < x_R$ деформації арматури $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{so}$ і напруження $\sigma_s = f_{yd}$

Положення нейтрального шару (значення висоти стиснутої зони визначають із рівняння, що являє собою суму проекцій усіх внутрішніх зусиль на повздовжню вісь балки:

$$f_{cd} \cdot b \cdot 0,8x = f_{yd} \cdot A_s, \quad x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b}. \quad (5.6)$$

З метою полегшення розрахунку й можливості табулювання окремих величин наведені формули можна перетворити, використовуючи поняття відносної висоти стиснутої зони $\xi = \frac{x}{d}$.

$$M_{Rd} = \alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2;$$

$$M_{Rd} = \zeta \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_s; \quad (5.7)$$

$$\xi = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 f_{cd} \cdot b \cdot d},$$

де $\alpha_m = 0,8\xi \cdot (1 - 0,4\xi); \quad \zeta = 1 - 0,4\xi.$

У таблиці 5.1 наведені значення коефіцієнтів ζ і α_m залежно від відносної висоти стиснутої зони ξ .

При розрахунку нормальних перерізів треба уникати надмірної кількості розтягнутої арматури (переармованості), щоб при експлуатації конструкції не було умов для настання руйнування за випадком ІІІб стадії напружено-деформованого стану (крихке руйнування).

Якщо площа перерізу арматури, а отже й зусилля в ній мале, то й висота стиснутої зони бетону під час руйнування також буде невелика. При збільшенні площі арматури зростає й висота x . Якщо буде вичерпана міцність стиснутої зони бетону, то додержання зазначеної умови буде забезпечуватися за рахунок зменшення напружень в арматурі $\sigma_s < f_{yd}$:

$$f_{cd} \cdot A_c = \sigma_s \cdot A_s. \quad (5.8)$$

Висоту стиснутої зони бетону в цьому стані прийнято називати граничною (x_R).

Таблиця 5.1 – Коефіцієнти стиснутої зони перерізу

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,996	0,008	0,26	0,896	0,186	0,51	0,796	0,325
0,02	0,992	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,792	0,329
0,03	0,988	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,788	0,334
0,04	0,984	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,784	0,339
0,05	0,980	0,039	0,30	0,880	0,211	0,55	0,780	0,343
0,06	0,976	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,776	0,348
0,07	0,972	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,772	0,352
0,08	0,968	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,768	0,356
0,09	0,964	0,069	0,34	0,864	0,235	0,55	0,764	0,361
0,10	0,960	0,077	0,35	0,860	0,241	0,60	0,760	0,365
0,11	0,956	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,752	0,373
0,12	0,952	0,091	0,37	0,852	0,252	0,64	0,744	0,381
0,13	0,948	0,099	0,38	0,848	0,258	0,66	0,736	0,389
0,14	0,944	0,106	0,39	0,844	0,263	0,68	0,728	0,396
0,15	0,940	0,113	0,40	0,840	0,269	0,70	0,720	0,403
0,16	0,936	0,120	0,41	0,836	0,274	0,72	0,712	0,410
0,17	0,932	0,127	0,42	0,832	0,280	0,74	0,704	0,417
0,18	0,928	0,134	0,43	0,828	0,285	0,76	0,696	0,423
0,19	0,924	0,140	0,44	0,824	0,290	0,78	0,688	0,429
0,20	0,920	0,147	0,45	0,820	0,295	0,80	0,680	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,300	0,85	0,660	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,90	0,640	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,310	0,95	0,620	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1,0	0,600	0,480
0,25	0,900	0,180	0,50	0,800	0,320			

За значенням $x_R, \xi_R = \frac{x_R}{d}$ установлюють випадок руйнування.

При $\xi > \xi_R$ – переріз переармований і руйнування може відбутися за випадком ШБ.

Цю умову можна записати у вигляді

$$\alpha_R = 0,8\xi_R \cdot (1 - 0,4\xi_R); \quad \alpha_m \leq \alpha_R. \quad (5.9)$$

Граничні значення коефіцієнтів ξ_R і α_R для деяких класів бетону і арматури наведені у таблиці 5.2.

Таблиця 5.2 – Граничні значення коефіцієнтів стиснутої зони бетону

Клас бетону	ξ_R/α_R для арматури класу			
	A240	A400	A500	B500
C12/15	0,757 / 0,422	0,657 / 0,387	0,613 / 0,37	0,591 / 0,361
C16/20	0,751 / 0,42	0,65 / 0,385	0,606 / 0,367	0,584 / 0,358
C20/25	0,743 / 0,418	0,64 / 0,381	0,596 / 0,363	0,574 / 0,354
C25/30	0,737 / 0,416	0,633 / 0,378	0,588 / 0,36	0,566 / 0,35
C30/35	0,724 / 0,412	0,618 / 0,372	0,571 / 0,352	0,54 / 0,339
C35/45	0,696 / 0,402	0,585 / 0,358	0,53 / 0,334	0,517 / 0,328

Нижню межу (мінімальний процент) армування визначають за формулою

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{cm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}}, \quad (5.10)$$

але не менше ніж $0,0013 \cdot b \cdot d$.

Площа перерізу розтягнутої та стиснутої поздовжньої арматури балок не повинна перевищувати

$$A_{s,\max} = 0,04b \cdot d. \quad (5.11)$$

Оптимальні проценти армування елементів, що згинаються, залежно від їх виду і призначення $\rho_f = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot 100\% = 0,5...1,5\%$.

При проектуванні залізобетонних елементів, що згинаються, розрізняють три типи задач.

Задача першого типу – визначення площі перерізу арматури при відомих розмірах перерізу елемента b і h й значенні згинального моменту M_{Ed} . На початку вирішення цієї задачі необхідно за конструктивними, економічними та іншими міркуваннями підібрати класи бетону й арматурної сталі та із норм визначити розрахункові опори f_{cd} і f_{yd} . Виходячи з досвіду проектування, призначають попереднє значення a , а отже і d .

Приклад 5.1. Вихідні дані: $b \times h = 30 \times 60$ см, $M_{Ed} = 200$ кН·м.

Бетон важкий класу C12/15 ($f_{cd} = 8,5$ МПа = $0,85$ кН/см²). Арматура класу A240C ($f_{yd} = 225$ МПа = $22,5$ кН/см²).

Потрібно визначити площу звичайної (ненапруженої) арматури і підібрати її стержні.

Рішення: Передбачивши $a = 4$ см, визначаємо $d = h - a = 60 - 4 = 56$ см.

Визначаємо характеристику стиснутої зони перерізу

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{200 \cdot 100}{0,85 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,250.$$

З таблиці 5.2 для елемента з бетону класу C12/15 з арматурою класу A240C знаходимо $\alpha_R = 0,422 > \alpha_m = 0,250$. За такої умови стиснутої арматури за розрахунком не потрібно. Тоді з таблиці 5.1 при $A_0 = 0,276$ знаходимо $\zeta = 0,854$.

Потрібну площу перерізу розтягнутої арматури знаходимо за формулою

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d} = \frac{200 \cdot 100}{22,5 \cdot 0,854 \cdot 56} = 18,59 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 3Ø28 ($A_s = 3 \cdot 6,16 = 18,48$ см²).

Задача другого типу – визначення розмірів перерізу елемента й площі перерізу арматури, якщо відомо тільки значення діючого згинального моменту M_{Ed} . Спочатку вибирають f_{cd} і f_{yd} , призначають оптимальний процент армування $\rho_f, \%$ і визначають параметри стиснутої зони ζ , α_m . Передбачивши ширину b методом послідовного наближення обчислюємо робочу висоту поперечного перерізу d .

Приклад 5.2. Вихідні дані: Балка з важкого бетону класу C16/20 ($f_{cd} = 11,5$ МПа) і поздовжньої арматури класу A400 ($f_{yd} = 365$ МПа). Розрахункове значення згинального моменту $M_{Ed} = 125$ кН·м.

Потрібно визначити розміри перерізу балки і підібрати її арматурні стержні.

Рішення: Передбачивши оптимальний процент армування $\rho_f = 1,2 \%$ обчислюємо

$$\xi = \rho_f \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,012 \cdot \frac{365}{11,5} = 0,38.$$

У таблиці 5.1 знаходимо $\alpha_m = 0,258$ і, орієнтовно призначивши $b = 20$ см, визначаємо:

$$d = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{\alpha_m \cdot b \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{125 \cdot 100}{0,258 \cdot 20 \cdot 11,5}} = 45,9 \text{ см.}$$

Призначаємо $a = 3$ см, тоді $h = d + a = 45,9 + 3 = 48,9$ см. Приймаємо висоту $h = 50$ см (кратно 5 см), $d = 50 - 3 = 47$ см.

Перераховуємо

$$\alpha_m = \frac{125 \cdot 100}{11,5 \cdot 20 \cdot 47^2} = 0,246 < \alpha_R = 0,385.$$

З табл. 5.1 знаходимо $\zeta = 0,856$, а потім

$$A_s = \frac{125 \cdot 100}{0,856 \cdot 36,5 \cdot 47} = 8,51 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 3Ø20 400С ($A_s = 9,42 \text{ см}^2$).

Задача третього типу – перевірка несучої здатності при відомих значеннях згинального моменту M_{Ed} від дії зовнішнього навантаження, розмірах перерізу b і h , площі перерізу арматури A_s , класу бетону й арматурної сталі (f_{cd} і f_{yd}).

Приклад 5.3. Вихідні дані: $M_{Ed} = 550$ кН·м, $b = 30$ см, $h = 80$ см, $a = 7$ см, бетон важкий класу C20/25 ($f_{cd} = 14,5$ МПа), розтягнута арматура класу A400С ($f_{yd} = 365$ МПа), $A_s = 29,45 \text{ см}^2$ (6Ø25). Потрібно перевірити несучу здатність елемента.

Рішення: Обчислюємо робочу висоту перерізу $d = h - a = 80 - 7 = 73$ см.

Висота стиснутої зони у граничному стані

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 f_{cd} \cdot b} = \frac{375 \cdot 29,45}{0,8 \cdot 14,5 \cdot 30} = 30,9 \text{ см.}$$

З таблиці 5.1 знаходимо $\xi_R = 0,64$. Тоді

$$x_R = \xi_R \cdot d = 0,64 \cdot 73 = 46,7 \text{ см} > x = 30,9 \text{ см}.$$

Умова виконується і несучу здатність розраховуємо як для елемента з одиночною арматурою

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - 0,4x) = 36,5 \cdot 29,45 \cdot (73 - 0,4 \cdot 30,9) = \\ &= 65184 \text{ кН} \cdot \text{см} = 651,8 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 550 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Отже несуча здатність елемента забезпечена.

5.3 Міцність елементів прямокутного профілю з подвійним армуванням у нормальному перерізі

Подвійне армування застосовують при обмеженій висоті перерізу, коли потрібне підсилення стиснутої зони бетону. Необхідність такого підсилення виявляється після визначення x , ξ або α_m в передбаченні одиночного армування, якщо не виконується умова $\delta \leq \delta_R$, $\xi \leq \xi_R$ або $\alpha_m \leq \alpha_R$.

Ненапружена арматура, розташована в стиснутій зоні, до настання граничного стану елемента використовується до напруження $f_{yd} \leq 400 \dots 500 \text{ МПа}$.

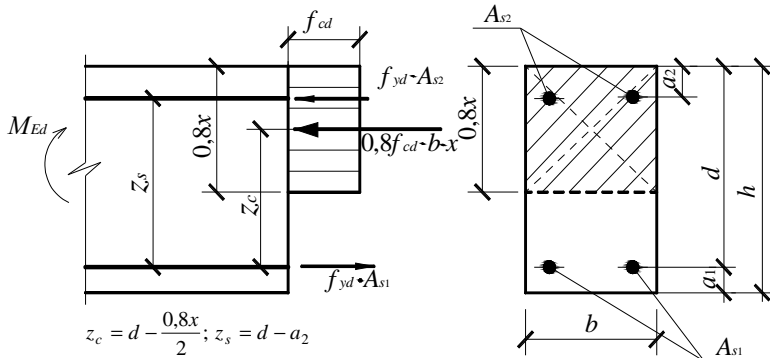


Рисунок 5.3 – Розрахункова схема нормального перерізу прямокутного профілю з подвійною арматурою

Умови рівноваги для розрахункового граничного стану балки мають вигляд

$$f_{cd} \cdot b \cdot 0,8x + f_{yd} \cdot A_{s2} = f_{yd} \cdot A_{s1} \quad (\text{а}); \quad x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b} \quad (\text{б});$$

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot 0,8x \cdot (d - 0,4x) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - a_2) \quad (\text{в}). \quad (5.12)$$

Потрібна кількість стиснутої арматури може бути визначена із міркувань повного використання стиснутого бетону, тобто передбачаючи $x = x_R$ або $\alpha_m = \alpha_R$.

Тоді

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - \alpha_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}{f_{yd} \cdot (d - a_2)}, \quad (5.13)$$

Площу перерізу розтягнутої арматури розраховують за 5.12(а) після визначення площі стиснутої арматури:

$$A_{s1} = A_{s2} + \frac{0,8\xi_R \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}. \quad (5.14)$$

Приклад 5.4. Вихідні дані: $M_{Ed} = 780$ кН·м, $b = 30$ см, $h = 75$ см, $a_1 = 5$ см, бетон важкий класу C16/20 ($f_{cd} = 11,5$ МПа), арматура із сталі класу A400C ($f_{yd} = 365$ МПа).

Потрібно визначити площу перерізу арматури.

Рішення: Обчислюємо $d = 75 - 5 = 70$ см.

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{78000}{11,5 \cdot 30 \cdot 70^2} = 0,461 > \alpha_R = 0,385.$$

Тому потрібна стиснута арматура. Приймаємо $a_2 = 3$ см.

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - \alpha_R \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{yd} \cdot (d - a_2)} = \frac{78000 - 0,385 \cdot 11,5 \cdot 30 \cdot 70^2}{36,5 \cdot (70 - 3)} = 5,28 \text{ см}^2.$$

Кількість розтягнутої арматури:

$$A_{s1} = \frac{0,8\xi_R \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} + A_{s2} = \frac{0,8 \cdot 0,65 \cdot 30 \cdot 70 \cdot 11,5}{36,5} + 5,28 = 39,69 \text{ см}^2.$$

Приймаємо розтягнуту арматуру 4Ø36A400C $A_{s1} = 40,72 \text{ см}^2$ і стиснуту арматуру 2Ø20A400C $A_{s2} = 6,28 \text{ см}^2$

5.4 Міцність елементів таврового профілю у нормальному перерізі

Тавровий профіль складається з полиці й ребра. У порівнянні з прямокутником тавровий профіль значно вигідніший. У ньому вилучена якась кількість бетону з розтягнутої зони, де він практично не працює.

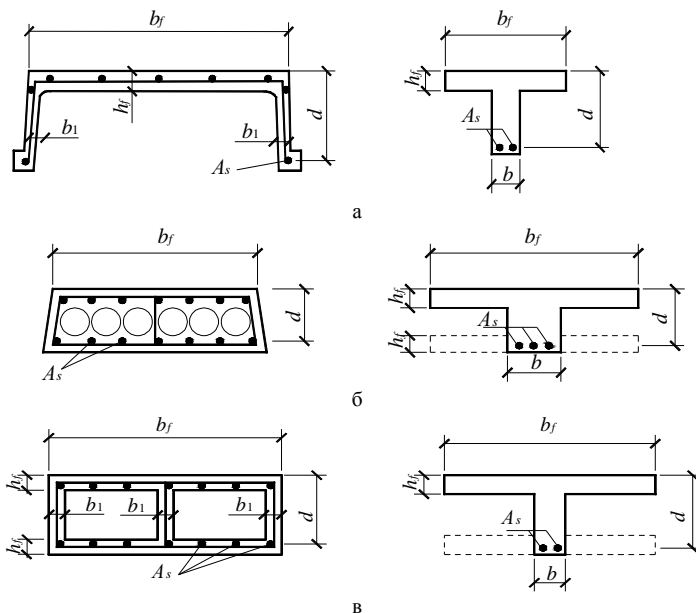


Рисунок 5.4 – Трансформація складних профілів перерізу в тавровий:
а – ребриста плита; б – кругло порожниста плита; в – коробчата плита

При розташуванні полиці в розтягнутій зоні її звіси при розрахунку міцності елементу не враховують і переріз розглядають як прямокутний шириною по ширині ребра. За цими ж міркуваннями двотавровий переріз у розрахунках змінюють тавровим.

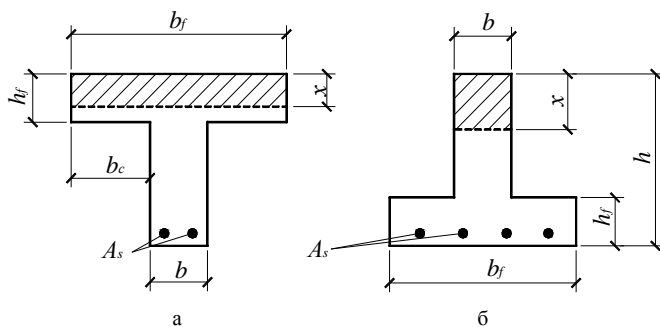


Рисунок 5.5 – Таврові профілі з полицями у стиснутій зоні (а) і в розтягнутій зоні (б) поперечного перерізу

Таврові перерізи часто застосовують при розрахунках плитних конструкцій зі складними профілями перерізу (ребристі або багатопустотні плити).

Ребристі перекриття також розраховують як таврові елементи.

Норми обмежують ширину звівів b_c , яка вводиться в розрахунок, а отже й загальну ширину полиці b_f .

У конструкціях розрахункова ширина звівів приймається: у можливий бік від ребра – не більше половини відстані між поздовжніми ребрами (рис. 5.6):

$$b_f \leq 0,5 \cdot (b_1 + b_2), \text{ або } b_c \leq 0,2 \cdot b + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0, \quad (5.15)$$

де l_0 – відстані між точками нерозрізної балки з нульовими моментами.

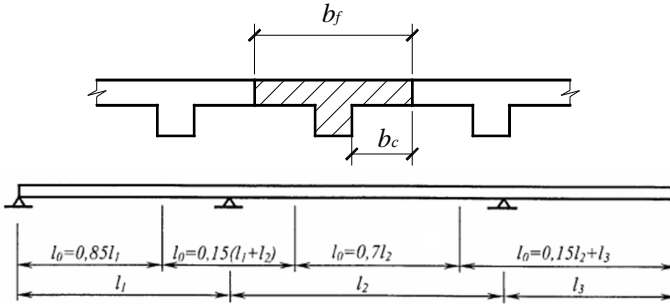


Рисунок. 5.6 – Розрахункова ширина перерізу балки таврового профіля

Розрахунок таврових перерізів, що мають полицю в стиснутій зоні, проводять залежно від положення нейтральної лінії – межі стиснутої зони.

Якщо нейтральна лінія проходить у межах полиці ($0,8x \leq h_f$), переріз розглядають як прямокутний з розмірами $b_f \times d$.

Розрахункові формули:

$$f_{cd} \cdot b_f \cdot 0,8x = f_{yd} \cdot A_s ;$$

$$M_{Ed} = f_{cd} \cdot b_f \cdot 0,8\delta \cdot (d - 0,4x) \quad (5.16)$$

або

$$M_{Ed} \leq \alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot d^2 .$$

Якщо нейтральна лінія проходить по ребру ($0,8x > h_f$), то в стиснуту зону входить вся площа полиці й частка ребра.

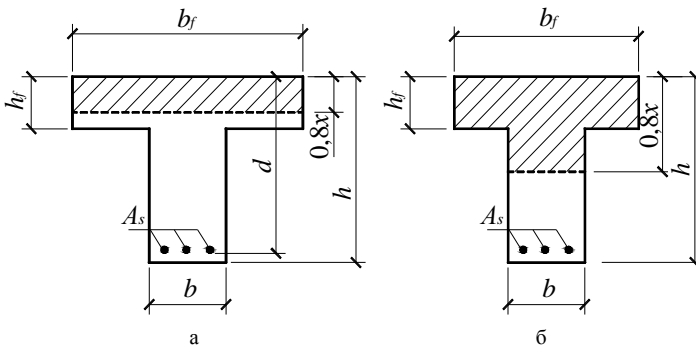


Рисунок 5.7 – Випадки розташування нейтральної лінії у тавровому перерізі:
а – у межах полиці; б – у ребрі

Випадок положення нейтральної лінії визначають за формулою

$$M_{Ed} \leq b_f \cdot h_f \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5h_f). \quad (5.17)$$

Якщо ця умова додержується, то нейтральна лінія знаходиться у межах полиці.

При нейтральній лінії у ребрі стиснуту частину перерізу розглядають як дві площі – середню прямокутну з розмірами $b \cdot x$ і звисаючі частини у полиці з розмірами $(b_f - b) \cdot h_f$.

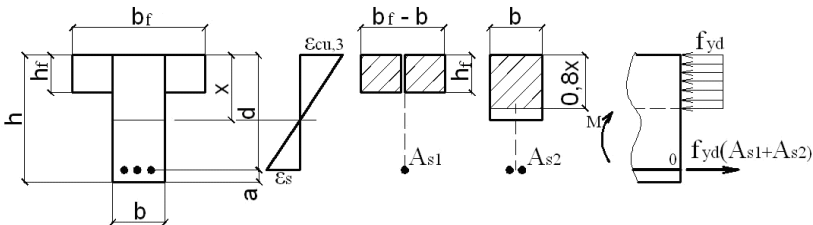


Рисунок 5.8

Умова рівноваги для розрахункового граничного стану в звисаючій частині перерізу:

$$M_1 \leq f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot h_f \cdot (d - 0,5h_f), \quad (5.18)$$

Кількість арматури, що відповідає цьому моменту:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{od} \cdot (d - 0,5h_f)} . \quad (5.19)$$

Прямокутна частина перерізу сприймає решту моменту ($M - M_1$). Кількість арматури що відповідає йому:

$$A_{s2} = \frac{M - M_1}{f_{yd} \cdot d \cdot \zeta} , \quad (5.20)$$

Де ζ беруть з таблиці залежно від $\alpha_m = \frac{M - M_1}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$.

Необхідна кількість арматури для всього перерізу $A_s = A_{s1} + A_{s2}$

Приклад 5.5. Вихідні дані: переріз з розмірами $b_f = 150$ см, $h_f = 5$ см, $b = 20$ см, $h = 40$ см, $a = 4$ см, бетон важкий класу C20/25 ($f_{cd} = 14,5$ МПа), арматура класу A400C ($f_{yd} = 365$ МПа); $M_{Ed} = 300$ кН·м.

Потрібно визначити площу перерізу поздовжньої арматури.

Рішення: $d = 40 - 4 = 36$ см.

Перевіримо випадок положення нейтральної лінії:

$$\begin{aligned} f_{cd} \cdot b_f \cdot h_f \cdot (d - 0,5h_f) &= 14,5 \cdot 150 \cdot 5 \cdot (36 - 0,5 \cdot 5) = \\ &= 36431 \text{ кН·см} = 364,3 \text{ кН·м} > M_{Ed} = 300 \text{ кН·м}. \end{aligned}$$

Нейтральна лінія проходить в межах полиці й переріз розраховується як прямокутний шириною $b_f = 150$ см.

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_f \cdot d^2} = \frac{30000}{14,5 \cdot 150 \cdot 36^2} = 0,106 > \alpha_R = 0,381.$$

Стиснута арматура не потрібна.

При $\alpha_m = 0,106$, $\zeta = 0,944$.

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot d} = \frac{30000}{36,5 \cdot 0,944 \cdot 36} = 24,2 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø28A400C ($A_s = 24,63 \text{ см}^2$).

Приклад 5.6 Вихідні дані: переріз з розмірами $b_f = 40$ см, $h_f = 12$ см, $b = 20$ см, $h = 60$ см, $a = 6$ см, бетон важкий класу C12/15 ($f_{cd} = 8,5$ МПа), арматура класу A400C ($f_{yd} = 365$ МПа); $M_{Ed} = 270$ кН·м.

Потрібно визначити площу перерізу розтягнутої арматури.

Рішення: Робоча висота перерізу $d = 60 - 6 = 54$ см.

Перевіримо випадок положення нейтральної лінії:

$$\begin{aligned} f_{cd} \cdot b_f \cdot h_f \cdot (d - 0,5h_f) &= 0,85 \cdot 40 \cdot 12 \cdot (54 - 0,5 \cdot 12) = \\ &= 19584 \text{ кН}\cdot\text{см} = 195,8 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{Ed} = 270 \text{ кН}\cdot\text{м}, \end{aligned}$$

тому нейтральна лінія знаходиться в ребрі.

$$M_1 = f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot h_f \cdot (d - 0,5h_f) = 0,85 \cdot 12 \cdot (40 - 20) \cdot (54 - 0,5 \cdot 12) = 9792 \text{ кН}.$$

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed} - M_1}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{27000 - 9792}{0,85 \cdot 20 \cdot 54^2} = 0,347 < \alpha_R = 0,387$$

Стиснута арматура не потрібна.

При $\alpha_m = 0,347$, $\xi = 0,56$, $\zeta = 0,776$.

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} \cdot (d - 0,5h_f)} = \frac{9792}{36,5 \cdot (54 - 0,5 \cdot 12)} = 5,59 \text{ см}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - M_1}{f_{yd} \cdot d \cdot \zeta} = \frac{27000 - 9792}{36,5 \cdot 54 \cdot 0,776} = 11,25 \text{ см}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 5,59 + 11,25 \text{ см}^2.$$

Приймаємо армування з 2Ø25A400C і 2Ø22A400C
($A_s = 9,82 + 7,60 = 17,42 \text{ см}^2$).

5.5 Розрахунок міцності в похилих перерізах при дії поперечної сили

Руйнування елементів, що згинаються, може відбуватися не тільки в нормальних, але і в похилих до поздовжньої осі перерізах (рис. 5.9).

Із курсу «Опір матеріалів» відомо, що згинальний момент (M) викликає в балці нормальні напруження (σ), а поперечна сила (V) – дотичні (τ). Як геометрична сума цих напружень у похилих перерізах діють головні напруження розтягуючи (σ_{mt}) і стискальні (σ_{mc}). Максимальне значення σ_{mt} має місце поблизу опор, де діють найбільші поперечні сили.

Приблизно це значення можна знайти за формулою

$$\sigma_{mt} = \tau = \frac{V}{b \cdot d}.$$

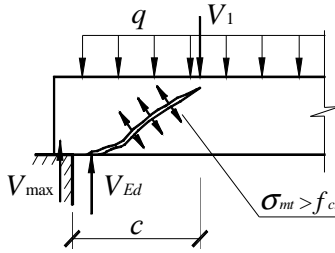


Рисунок 5.9 – Схема руйнування похилого перерізу

Коли головні розтягуючі напруження перевищують міцність бетону при розтягу (f_{ct}), то виникнуть похилі тріщини.

Звідси умова, за якою похилих тріщин не буде

$$V \leq \hat{e}_i \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d,$$

де κ_i – коефіцієнти, які враховують умови роботи матеріалів, розрахункові схеми і перерізи, тощо.

При виконанні цієї умови тріщини в похилому перерізі не виникнуть і його розрахунок не потрібний. Поперечну арматуру в цьому разі ставлять лише з конструктивних міркувань.

При невиконанні цієї умови бетон у похилому перерізі розтріскується і виключається з роботи, а розтягуючі напруження і зусилля мають бути передані на арматуру, що перетинає похилу тріщину. Внутрішні зусилля в цьому випадку сприймаються бетоном стиснутої зони, поздовжньою, поперечною (хомути) та похилою (відгини) арматурою (див. рис. 5.10).

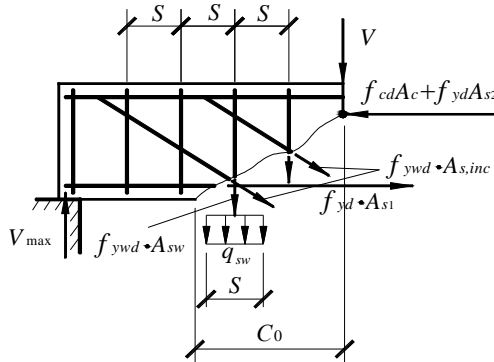


Рисунок 5.10 – Розрахункова схема похилого перерізу

За ДСТУ [3] та Єврокодом 2 для розрахунків залізобетонних елементів при дії на переріз згинального моменту і поперечної сили рекомендується умовна аналогова схема - «фермова модель Ріттера-Мьорша» (рис. 5.11). В дворіштічатой фермі розтяг сприймається поперечною арматурою (вертикальною або похилою), а стиск – смугами бетону між похилими тріщинами.

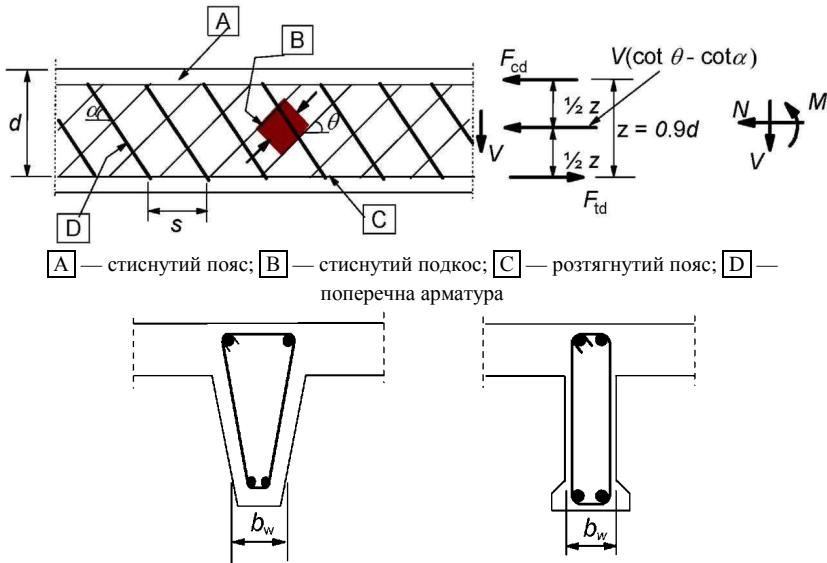


Рисунок 5.11 – Розрахункова «фермова модель» похилого перерізу та позначення для елементів з поперечною арматурою:

α – кут між поперечною арматурою і віссю балки;

θ – кут між стиснутим умовним елементом і віссю балки. Граничні величини кута θ можна приймати за виразом $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$;

F_{td} – розрахункова величина зусилля у поздовжній арматурі;

F_{cd} – розрахункова величина зусилля стиску в бетоні в напрямку поздовжньої осі елемента;

F – результуюче зусилля перерізу від поперечної сили $F = V \cdot (\cot \theta - \cot \alpha)$;

z – плече внутрішньої пари сил. Для розрахунку на зсув залізобетонних елементів за відсутності осьової сили $z = 0,9d$

Умова міцності похилого перерізу за поперечною силою у загальному вигляді

$$V_{\max} \leq V_{Rd,c} + V_{Rd,s}, \quad (5.21)$$

де $V_{Rd,c}, V_{Rd,s}$ складові поперечної сили, що сприймаються відповідно бетоном, поперечними стержнями і відігнутими стержнями.

Несучу здатність бетону (опір зсуву) приймають як більшу з двох величин:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{cd}} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (5.22)$$

$$V_{Rd,c} = v_{\min} \cdot b_w \cdot d, \quad (5.23)$$

де ширина ребра перерізу b_w і його робоча висота d в мм;
 $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$;

коефіцієнт поздовжнього армування $\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$;

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ де } d - \text{ в мм};$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot K^3.$$

Якщо $V_{Rd,c} > V_{Ed}$, то поперечне армування за розрахунком не потрібно.

У випадку, коли на основі розрахунку за поперечною силою не вимагається поперечна арматура, мінімальне поперечне армування все одно повинно встановлюватись. Мінімальне поперечне армування може не встановлюватись у елементах, таких як плити (суцільні, ребристі або пустотні), де можливий перерозподіл поперечних навантажень. Мінімальний коефіцієнт поперечного армування

$$\rho_{w\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (5.24)$$

Несучу здатність поперечної арматури приймають як меншу з двох величин:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \operatorname{ctg} \theta, \quad (5.25)$$

$$V_{Rd\max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot V_1 \cdot f_{cd}}{\operatorname{ctg} \theta + \operatorname{tg} \theta}, \quad (5.26)$$

де A_{sw} – площа перерізу поперечної арматури;

s – відстань між хомутами;

f_{ywd} – розрахунковий опір поперечної арматури (хомутів);

z – плече внутрішньої пари сил; рекомендовано приймати

$$z = 0,9d;$$

v_1 – коефіцієнт зниження міцності бетону, що враховує вплив похилих тріщин. Для бетонів з $f_{ck} \leq 60$ МПа $v_1 = 0,6$;

α_{cw} – коефіцієнт, що враховує рівень напружень в стиснутій

зоні; для елементів без попереднього напруження $\alpha_{cw} = 1$;

θ – кут між стиснутим бетонним елементом і віссю балки, що обмежується $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ ($1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$; $0,4 \leq \text{tg } \theta \leq 1$).

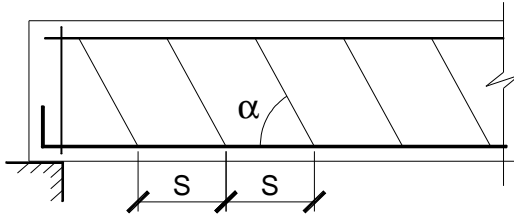


Рисунок 5.12

Для елементів з поперечною арматурою, похилою до горизонтальної осі на кут α (рис. 5.12)

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S} z \cdot f_{ywd} \cdot (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha) \sin \alpha \quad (5.27)$$

$$V_{Rd \max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \frac{\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha}{1 + \text{ctg}^2 \theta}, \quad (5.28)$$

Величину $\text{ctg } \theta$ рекомендовано приймати за графіком на рис. 5.13 залежно від діючої поперечної сили, розмірів перерізу і класу бетону.

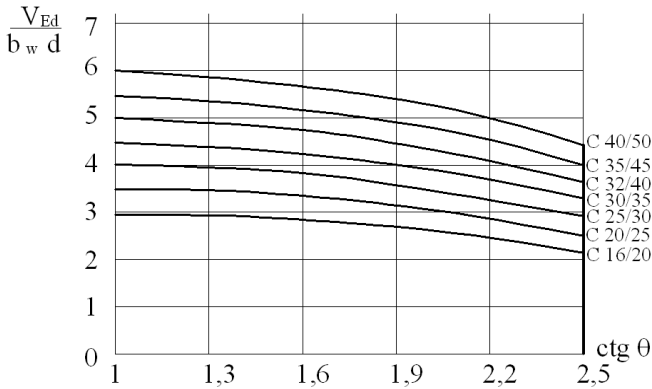


Рисунок 5.13

Максимальне поперечне армування при $\text{ctg } \theta = 1$ визначають з виразу:

$$\frac{A_{sw, \max} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot S} \leq \frac{\alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{2 \sin \alpha} \quad (5.29)$$

Розрахункову поперечну силу V_{Ed} приймають не на опорі, а на відстані від грані опори, що дорівнює відстані від нижньої грані перерізу до центру ваги перерізу (рис 5.14).

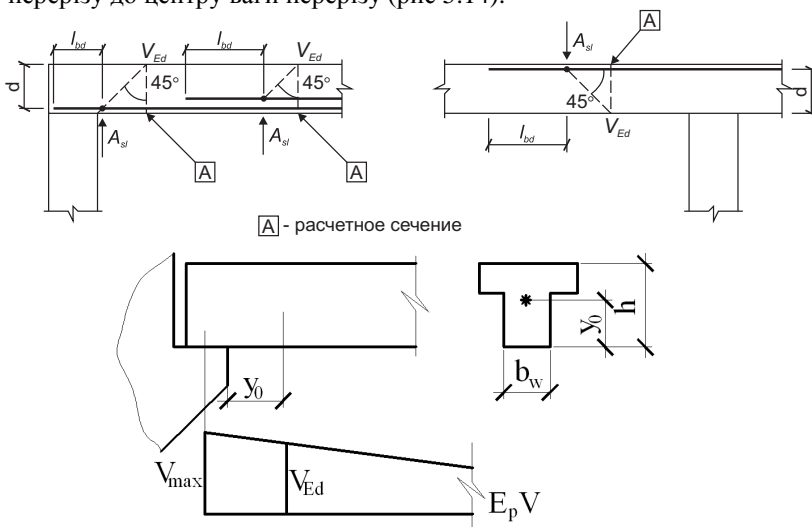


Рисунок 5.14

Конструктивно вимагається, щоб крок хомутів не перевищував $0,75d$, а діаметр хомутів був не менше 6 мм для каркасів і не менше 5 мм для сіток.

Якщо епюра поперечних сил має ступінчастий характер (при дії зосереджених сил), то несучу здатність перевіряють для кожного значення поперечної сили. Крок хомутів може змінюватися на довжині балки, але в межах до $0,75d$.

Приклад 5.7. Вихідні дані: ригель з розмірами перерізу $b = 25$ см, $h = 60$ см, $a = 4$ см, бетон важкий класу C16/20 ($f_{cd} = 11,5$ МПа; $f_{ce} = 15$ МПа; $f_{ctd} = 0,9$ МПа). Поздовжня арматура в приопорній зоні $2\varnothing 32$ A400C ($A_s = 16,09\pi \cdot 10^{-6}$ м²; $f_{ye} = 400$ МПа). Поперечна арматура із сталі класу A400C ($f_{ywd} = 285$ МПа). На середній опорі ригеля поперечна сила $V_{max} = 230$ кН.

Потрібно забезпечити міцність похилих перерізів.

Рішення: Робоча висота перерізу $d = h - a = 60 - 4 = 56$ см.

Розрахункова поперечна сила на відстані від умовного шарніру (відстань в $0,5h$ від грані опори):

$$l = y_0 + 0,5 \cdot c = 0,5 \cdot 60 + 0,5 \cdot 30 = 45 \text{ см}$$

$$V_{Ed} = \frac{V_{\max} \cdot (0,5 \cdot l_0 - l)}{0,5 \cdot l_0} = \frac{230 \cdot (0,5 \cdot 6 - 0,45)}{0,5 \cdot 6} = 195,5 \text{ кН.}$$

Коефіцієнти для розрахунку несучої здатності бетону:

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,3 = 0,1385,$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{56}} = 1,6 \leq 2,$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{16,09}{25 \cdot 56} = 0,0115.$$

Несуча здатність бетону за поперечною силою

$$V_{Rd,c} = [\tilde{N}_{Rd,c} \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{cd}}] \cdot b_w \cdot d = 0,1385 \cdot 1,6 \cdot 250 \cdot 560 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0115 \cdot 15} = 80160,5 \text{ Н} = 80,16 \text{ кН},$$

$$V_{Rd,c} = 0,035 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot K^3} \cdot b_w \cdot d = 0,035 \cdot 250 \cdot 560 \cdot \sqrt{15 \cdot 1,6^3} = 38408 \text{ Н} = 38,4 \text{ кН.}$$

Приймаємо більше значення з двох підрахованих величин

$$V_{Rd,c} = 80,16 < V_{Ed} = 195,5 \text{ кН.}$$

Потрібен розрахунок поперечного армування.

Діаметр поперечних стержнів з умов зварювання (не менше ніж $1/4$ діаметра поздовжньої арматури),

$$\varnothing_w \geq \varnothing_l/4 = 32/4 = 8 \text{ мм}; A_{swl} = 0,503 \text{ см}^2$$

Кількість каркасів і тому кількість хомутів у нормальному перерізі – 2 шт.

Приймаємо хомути $2\varnothing 8$ мм класу A400C ($A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$).

Крок хомутів $S \leq 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 56 = 42 \text{ см}$. Приймаємо крок $S = 30 \text{ см}$ (кратне 5 см).

$$\frac{V_{Ed}}{b_w \cdot d} = \frac{198400}{250 \cdot 560} = 1,42 \text{ Н/мм}^2 \text{ (МПа).}$$

За графіком 5.11 $\text{ctg } \theta = 2,5$, $\text{tg } \theta = 0,4$.

Несуча здатність поперечної арматури

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \text{ctg } \theta = \frac{1,01}{30} \cdot 50,4 \cdot 28,5 \cdot 2,5 = 120,9 \text{ кН,}$$

де

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 56 = 50,4 \text{ см,}$$

$$V_{Rd \max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\text{ctg } \theta + \text{tg } \theta} = \frac{1 \cdot 25 \cdot 50,4 \cdot 0,6 \cdot 1,15}{2,5 + 0,4} = 120,9 \text{ кН.}$$

Приймаємо менше значення з двох підрахованих величин

$$V_{Rd,s} = 120,9 \text{ кН.}$$

Сумарна несуча здатність похилого перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 80,16 + 120,9 = 201,06 > V_{Ed} = 195,5 \text{ кН.}$$

Коефіцієнт поперечного армування

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot S} = \frac{1,01}{25 \cdot 30} = 0,0013 > \rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{15}}{400} = 0,0008$$

Параметри поперечного армування достатні.

6 НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ

6.1 Основні поняття. Урахування впливів першого порядку

Стиснення найбільш поширене серед схем роботи залізобетонних конструкцій. Цієї дії зазнають колони одно- і багатоповерхових будинків, стояки різноманітних споруд, стержньові елементи ферм, арки, стіни резервуарів, тощо.

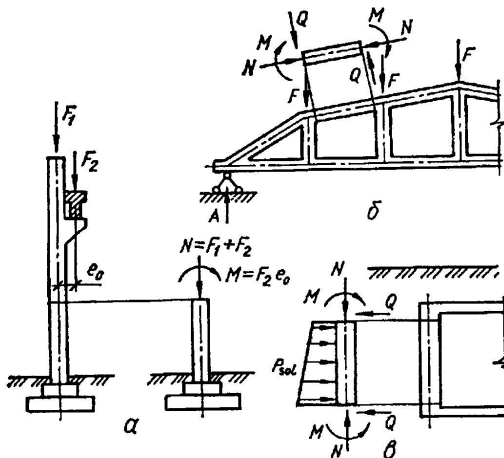


Рисунок 6.1 – Схеми дій сил при стиску залізобетонних елементів:
а – колонна промислової будівлі; б – верхній пояс ферми; в – стінка підземного резервуару

Форма поперечного перерізу стиснутих елементів найчастіше квадратна або прямокутна, розвинена у площині дії згинального моменту. При значних моментах, діючих в одному напрямку,

поперечний переріз стиснутих елементів можна приймати тавровим або двотавровим. Розміри поперечного перерізу визначаються розрахунками.

У діючих нормах відсутнє поняття центрального стиснення залізобетонних елементів. Стиснення розглядається як позacentрове з ексцентриситетом поздовжньої сили і (або тільки) випадковими ексцентриситетами.

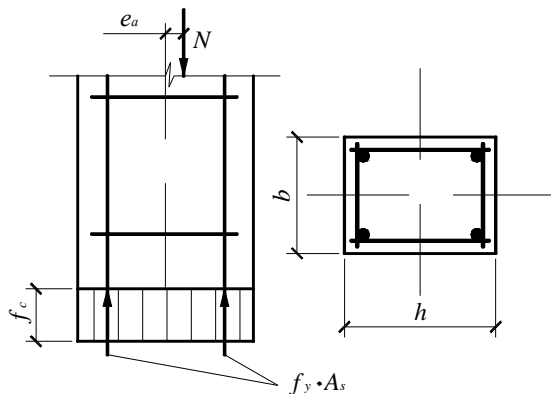


Рисунок 6.2 – Розрахункова схема перерізу нормального до поздовжньої осі при стисненні з випадковим ексцентриситетом

Випадкові ексцентриситети зумовлені неточністю монтажу, можливими викривленнями вісі елемента при його виготовленні, зміщеннями арматури, неоднорідністю бетону, тощо і враховуються як впливи першого порядку.

Випадковий ексцентриситет (e_s) приймається не менше ніж:

- 1/600 довжини (висоти) елемента або її частини між точками закріплення;
- 1/30 висоти перерізу (діаметра);
- 10 мм.

Позацентричний стиск характеризується поздовжньою силою N та ексцентриситетом її прикладання e_0 по відношенню до вертикальної осі елемента або поздовжньою силою N і згинальним моментом M . Враховується також і випадкові ексцентриситети e_s .

Розрахунковий ексцентриситет у загальному випадку

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_s. \quad (6.1)$$

При розрахунках стиснутих елементів потрібно пам'ятати, що розрахункова довжина не завжди співпадає з фактичною довжиною, залежачи від умов закріплення.

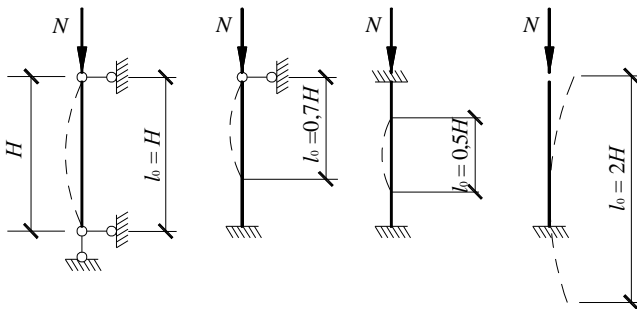


Рисунок 6.3 – Розрахункові схеми стиснутих елементів за умов закріплення

Для елементів, конструкції що найбільш часто зустрічаються, розрахункову довжину l_0 приймають рівною:

а) для колон багатоповерхових будівель при кількості прольотів не менш ніж два і жорстких з'єднань ригелів і колон при конструкціях перекриттів: збірні – H ; монолітні – $0,7 \cdot H$ (де H – висота поверху);

б) для колон одноповерхових будівель а також естакад – $0,8...2,5 H$;

в) для елементів ферм $0,8...0,9 l_0$, арок $0,4...1,0 L$.

6.2 Урахування впливу прогину при розрахунках позацентрично стиснутих елементів (вплив другого порядку)

Гнучкий позацентрично стиснутий елемент під впливом поздовжнього моменту прогинається і початковий ексцентриситет e_0 збільшується (рис. 6.4). При цьому зростає згинальний момент і руйнування настає при меншій поздовжній силі N .

Розрахунок таких елементів ведуть:

- за деформованою схемою, коли математично задається рівняння зігнутої осі елемента і беруться до уваги непружні деформації матеріалів і наявність тріщин. Цей розрахунок доцільно вести з застосуванням ЕОМ;

- з урахуванням зростання ексцентриситету на коефіцієнт $\eta > 1$, який підраховується за величинами діючої поздовжньої сили і критичної сили.

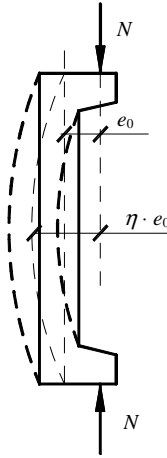


Рисунок 6.4

Значення коефіцієнта η визначають за формулою

$$\eta = 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1}, \quad (6.2)$$

де $N_B = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_0^2}$ – критична сила; $\beta = \pi^2 / c_0$;

c_0 – коефіцієнт, що залежить від розподілення моменту з урахуванням ефектів першого порядку: $c_0 = 8$ при постійному моменті або при відсутності поперечного навантаження; $c_0 = 9.6$ при параболічній епюрі моментів; $c_0 = 12$ при симетричній трикутній епюрі моментів;

$E \cdot I$ – номінальна жорсткість перерізу:

$$E \cdot I = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s; \quad (6.3)$$

де I_c – момент інерції бетонного поперечного перерізу відносно центральної осі;

E_{cd} – розрахунковий модуль пружності бетону;

E_s – модуль пружності арматури;

I_s – момент інерції арматури; в першому наближенні можна приймати коефіцієнт армування $\rho = 0.01$, $I_s = 0,01 A_c \cdot (0,5h - a)^2$;

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5 \varphi_{ef}} \quad \text{– коефіцієнт, що враховує вплив тріщин,}$$

повзучості та ін.;

K_s – коефіцієнт впливу арматури; при $\rho = 0.01$ можна приймати $K_s = 1$.

В загальному випадку приведений коефіцієнт повзучості

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0E_{qp}}}{M_{0E_d}}, \quad (6.4)$$

де $\varphi(\infty, t_0)$ – гранична величина коефіцієнту повзучості;

$M_{0E_{qp}}$ – згинальний момент в граничному стані за експлуатаційною придатністю;

M_{0E_d} – згинальний момент в граничному стані за несучою здатністю.

Граничний коефіцієнт повзучості приймають залежно від класу бетону і відносної вологості навколишнього середовища.

Для більшості задач в практичних розрахунках приймають приведений коефіцієнт повзучості $\varphi_{ef} = 2$.

Деформовану схему (вплив другого порядку) можна не враховувати, якщо гнучкість елементу $\lambda = l_0 / i$ є меншою граничної величини λ_{lim} .

Величину λ_{lim} рекомендують визначати формулою

$$\lambda_{lim} = \frac{20A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}, \quad (6.5)$$

де $A = 1 / (1 + 0,2\varphi_{ef})$; якщо φ_{ef} невідоме, то приймають $A = 0,7$;
 $B = 1,1$; $C = 0,7$;

$n = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}}$ – відносна осьова сила;

N – поздовжня сила;

A_c – стиснута площа бетону;

i – радіус інерції бетонного перерізу (для прямокутника $i = 0,289h$);

φ_{ef} – приведений коефіцієнт повзучості.

6.3 Розрахунок стиснутих елементів за першою формою рівноваги

При використанні спрощеної діаграми деформування бетону (рис. 2.7) можуть реалізовуватись дві форми рівноваги перерізу.

При першій формі рівноваги весь переріз стиснутий, при другій – частина перерізу стиснута, а частина – розтягнута.

Межею між двома формами рівноваги можна приймати $e_0 = r$, де e_0 – сумарний ексцентриситет поздовжньої сили з урахуванням впливу деформацій першого і другого порядку;

r – відстань від центральної осі перерізу до ядрової точки (в загальному випадку $r = W_{red} / A_{red}$, для прямокутного перерізу $r = h/6$).

При першій формі рівноваги ($x \geq h$) фіброві деформації в більш стиснутій частині перерізу в граничному стані дорівнюють $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3}$, а в менш стиснутій фібрі $0 < \varepsilon_{c(2)} < \varepsilon_{cu,3}$.

Деформації $\varepsilon_{c(2)}$ в загальному випадку залежать від величини ексцентриситету e_0 :

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3}(1 - e_0 / r) . \quad (6.6)$$

Умовну межу стиснутої зони бетону визначають координатою x (рис. 6.4):

$$x = h \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}} . \quad (6.7)$$

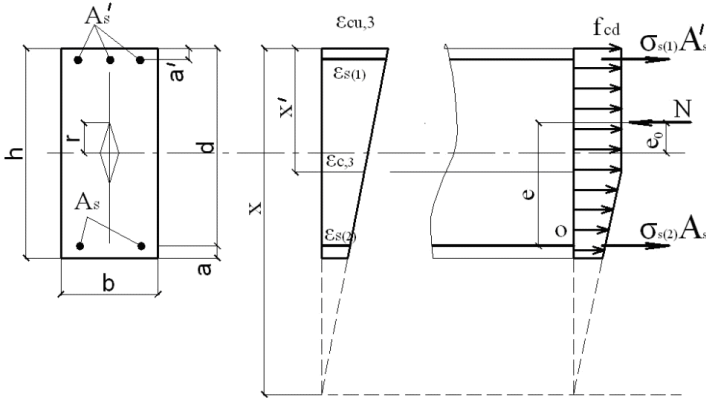


Рисунок 6.4

Деформації ε_{c3} , при яких напруження в бетоні дорівнюють f_{cd} , визначають координатою

$$x^I = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu,3}} . \quad (6.8)$$

Епюра напружень має складну форму (рис. 3.2).

Напруження в бетоні

$$\sigma_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3} E_{cd} = f_{cd} ; \quad (6.9)$$

$$\sigma_{c(2)} = \varepsilon_{c(2)} E_{cd} = f_{cd} \frac{x - h}{x - x^I} . \quad (6.10)$$

Рівнодіюча сил стиску в бетоні

$$N_c = f_{cd} b \cdot [x^I + 0.5(h - x^I)(1 + \frac{x - h}{x - x^I})]. \quad (6.11)$$

Для випадку, коли $e_0 = r$, деформації $\varepsilon_{c(2)} = 0$ (рис. 6.5), епюра напружень в бетоні має форму трапеції. Рівнодіюча стискаючих сил в бетоні – мінімальна і дорівнює

$$N_c = f_{cd} b \left(\frac{h + x^I}{2} \right). \quad (6.12)$$

Деформації в арматурі

$$\varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{cu,3} \cdot (h - d^I)}{h}; \quad \varepsilon_{s(2)} = \frac{\varepsilon_{cu,3} \cdot a}{h}.$$

Напруження в арматурі

$$\sigma_{s(1)} = \varepsilon_{s(1)} \cdot E_s \text{ (як правило, } \sigma_{s(1)} = f_{yd}); \quad \sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} \cdot E_s. \quad (6.14)$$

Необхідну кількість арматури або несучу здатність перерізу визначають при вирішенні системи рівнянь рівноваги.

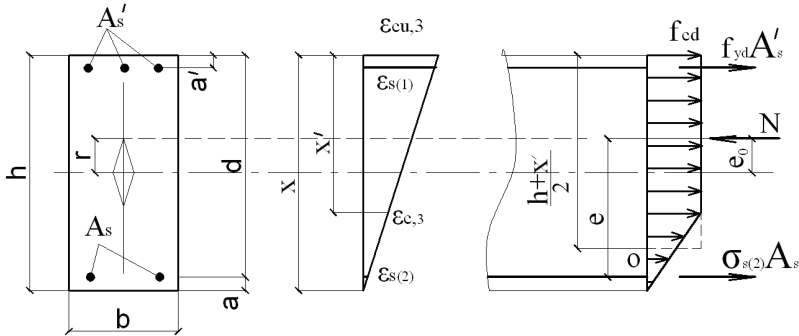


Рисунок 6.5

$$\sum M_o = 0: N \cdot e = f_{cd} \cdot b \cdot \frac{h + x^I}{2} \left(d - \frac{h + x^I}{2} \right) + f_{yd} \cdot A_s' \cdot (d - d^I) = 0, \quad (6.15)$$

$$\sum X = 0: N = f_{cd} \cdot b \cdot \frac{h + x^I}{2} + f_{yd} \cdot A_s' + \sigma_{s(2)} \cdot A_s. \quad (6.16)$$

Якщо деформації в бетоні $\varepsilon_{c3} < \varepsilon_{c(2)} < \varepsilon_{cu,3}$ (рис. 6.6), то напруження в бетоні по всьому перерізу постійні і дорівнюють $\sigma_c = f_{cd}$ (згідно з рис. 2.7) і рівнодіюча стискаючих напружень в бетоні максимальна: $N_c = f_{cd} b h$.

Умовна висота стиснутої зони перерізу

$$x = h \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}} . \quad (6.17)$$

Межею цього випадку є умова: $\hat{a}_0 = r \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} \right)$.

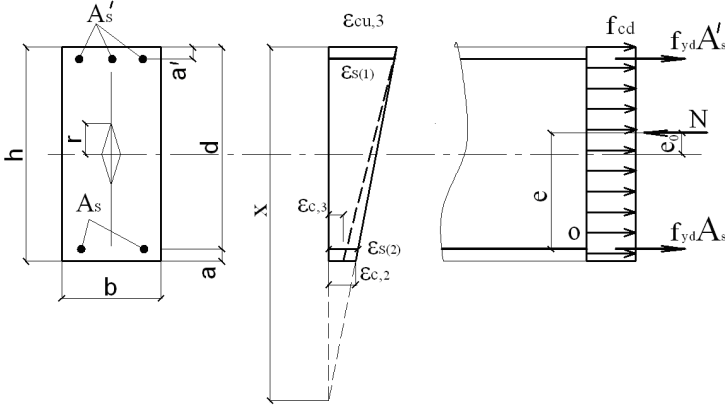


Рисунок 6.6

Напруження в арматурі A_s і A_s^I дорівнюють f_{yd} .

Необхідну кількість арматури і несучу здатність елементу визначають з рівнянь рівноваги.

$$\sum M_o = 0: \quad N \cdot e = f_{yd} \cdot A_s^I \cdot (d - d^I) + f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot (0,5h - a) , \quad (6.18)$$

$$\sum X = 0: \quad N = f_{cd} \cdot b \cdot h + f_{yd} \cdot A_s^I + f_{yd} \cdot A_s . \quad (6.19)$$

Аналіз наведених граничних випадків показує, що найбільша кількість арматури A_s^I визначається з рівняння (6.15), а найбільше значення A_s визначають з рівняння (6.16). Тому в запас міцності при першій формі рівноваги можна прийняти такий алгоритм розрахунку:

При $0 < \varepsilon_{c(2)} < \varepsilon_{c3}$

- визначають
$$x^I = h \cdot \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu,3}} , \quad (6.20)$$

- з рівняння (6.15) визначають необхідну кількість арматури в більш стиснутій зоні перерізу

$$A_s^I = \frac{N \cdot e - f_{cd} \cdot b \cdot \frac{h + x^I}{2} \left(d - \frac{h + x^I}{2} \right)}{f_{yd} \cdot (d - d^I)} , \quad (6.21)$$

- з (6.16) визначають необхідну кількість арматури в менш стиснутій зоні перерізу (приймавши $\sigma_{s(2)} = f_{yd}$)

$$A_s = \frac{N - f_{cd} \cdot b \cdot \frac{h + x^I}{2} - f_{yd} \cdot A_s^I}{f_{yd}}. \quad (6.22)$$

При $\varepsilon_{c3} < \varepsilon_{c(2)} < \varepsilon_{cu,3}$

$$A_s^I = \frac{N \cdot e - f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot (0,5h - a)}{f_{yd} \cdot (d - d^I)}, \quad (6.23)$$

$$A_s = \frac{N - f_{cd} \cdot b \cdot h - f_{yd} \cdot A_s^I}{f_{yd}}. \quad (6.24)$$

В більшості випадків стиснуті елементи при незначних ексцентриситетах армують симетрично. В цьому випадку приймають $A_s = A_s^I$ за більшою з величин.

6.4 Розрахунок стиснутих елементів за другою формою рівноваги

При другій формі рівноваги ($e_0 > r$) в граничному стані найбільші деформації стиснутого бетону $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3}$ (рис. 6.7).

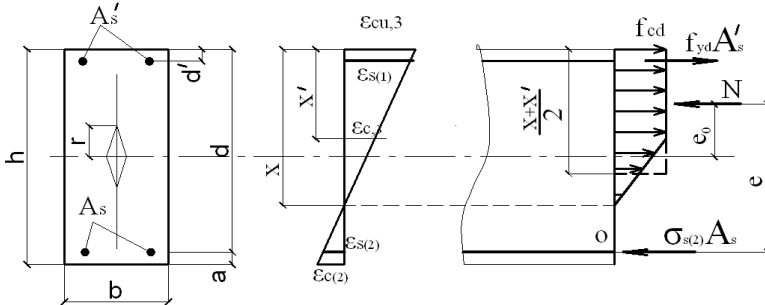


Рисунок 6.7

При максимальному використанні міцності бетону гранична висота стиснутої зони $x = x_R = \xi_R \cdot d$.

Координата перерізу з деформаціями ε_{c3} , що дають напруження в бетоні $\sigma_c = f_{cd}$

$$x^I = x_R \cdot \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu,3}}. \quad (6.25)$$

Деформації в бетоні розтягнутої зони

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3} \cdot \frac{h - x_R}{x_R};$$

деформації в розтягнутій арматурі (6.26)

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \cdot \frac{d - x_R}{x_R};$$

напруження в арматурі

$$\sigma_{s(1)} = \varepsilon_{s(1)} \cdot E_s, \text{ практично завжди } \sigma_{s(1)} = f_{yd}; \quad \sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} \cdot E_s. \quad (6.27)$$

Необхідну кількість арматури в стиснутій і розтягнутій частинах перерізу, а також несучу здатність перерізу визначають з рівнянь рівноваги.

$$\Sigma M_o = 0: N \cdot e = f_{yd} \cdot A_s^I \cdot (d - a^I) + f_{cd} \cdot b \cdot \frac{x_R + x^I}{2} \left(d - \frac{x_R + x^I}{4} \right); \quad (6.28)$$

$$\Sigma X = 0: N = f_{yd} \cdot A_s^I + f_{cd} \cdot b \cdot \frac{x_R + x^I}{2} - \sigma_{s(2)} \cdot A_s. \quad (6.29)$$

При прямокутній епюрі напружень в бетоні

$$\Sigma M_o = 0: N \cdot e = f_{yd} \cdot A_s^I \cdot (d - a^I) + \alpha_R f_{cd} \cdot b \cdot d^2; \quad (6.30)$$

$$\Sigma X = 0: N = f_{yd} \cdot A_s^I + 0.8 f_{cd} \cdot b \cdot \xi \cdot d - \sigma_{s(2)} \cdot A_s. \quad (6.31)$$

Якщо при розрахунку по 6.28 або 6.30 розрахункова арматура в стиснутій зоні не потрібна ($A_s^I \leq 0$), то

$$A_s = \frac{N - 0.8 f_{cd} \cdot \xi \cdot b \cdot d}{f_{yd}}, \quad (6.32)$$

де ξ визначають за табл. 5.1 залежно від значення $\alpha_m = \frac{N \cdot e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$.

6.5 Конструктивні вимоги з проектування стиснутих елементів

Для кожного стиснутого елемента треба виконувати умови щодо мінімального армування:

- 1) $A_{s \min} = 0,1N / f_{yd}$;
- 2) $A_{s \min} = 0,002 A_c$.

Поздовжня робоча арматура повинна бути мінімальним діаметром 8 мм.

В колонах полігонального поперечного перерізу поздовжні стрижні повинні розташовуватись в кожному куті. В колонах кругового перерізу повинно бути не менше чотирьох стержнів.

Максимальна кількість поздовжньої арматури $A_{s \max} = 0,04 A_c$, а в зоні напуску – $0,08 A_c$.

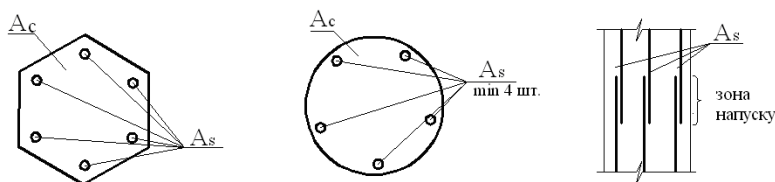


Рисунок 6.8

Приклад 6.1. Вихідні дані: збірна колона п'ятиповерхової будівлі з розмірами перерізу 40×40 см. Захисний слой бетону $a = 4$ см. Бетон важкий класу C25/30 ($f_{cd} = 17$ МПа, $E_{cd} = 25 \cdot 10^3$ МПа). Поздовжня арматура із сталі класу А400С ($f_{yd} = 365$ МПа, $E_s = 21 \cdot 10^5$ МПа). Поздовжнє зусилля стиску $N = 2900$ кН діє з тимчасовими ексцентриситетами. Розрахункова довжина колони $l_0 = 4$ м.

Потрібно розрахувати параметри поздовжньої арматури.

Рішення: Відносна осьова сила $n = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2900}{40^2 \cdot 17} = 1,066$.

Гранична гнучкість колони

$$\lambda_{\lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{1,066}} = 10,43 < \lambda = \frac{l_0}{0,289 \cdot h} = \frac{400}{0,289 \cdot 40} = 10.$$

В розрахунках слід враховувати деформації другого порядку. Деформації першого порядку (випадковий ексцентриситет)

$$e_i \geq \frac{l_0}{600} = \frac{400}{600} = 0,7 \text{ см}; e_i \geq \frac{h}{30} = \frac{40}{30} = 1,3 \text{ см}; e_i \geq 1,0 \text{ см}.$$

Приймаємо випадковий ексцентриситет $e_i = 1,3$ см

$$\text{Критична сила } N_B = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l_0^2},$$

де $EJ = K_c \cdot E_{cd} \cdot J_c + E_s \cdot J_s$.

Приведений коефіцієнт повзучості $\varphi_{ef} = 2$, тоді

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef}} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot 2} = 0,15.$$

Момент інерції бетонного поперечного перерізу

$$J_c = \frac{h^4}{12} = \frac{40^4}{12} = 213333 \text{ см}^4.$$

Площа поздовжньої арматури у першому наближенні

$$A_s = 0,01 \cdot A_c = 0,01 \cdot 40^2 = 16 \text{ см}^2.$$

Момент інерції арматури

$$J_s = A_s \cdot (0,5 \cdot h - a)^2 = 16 \cdot (0,5 \cdot 40 - 4)^2 = 4096 \text{ см}^4.$$

Номінальна жорсткість перерізу

$$\Delta J = 0,15 \cdot 2500 \cdot 213333 + 21000 \cdot 4096 = 166 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{см}^2.$$

$$\text{Критична сила } N_B = \frac{3,14^2 \cdot 166 \cdot 10^6}{400^2} = 10229 \text{ кН}.$$

Величина розрахункового ексцентриситету

$$e_0 = e_i \cdot \left(1 + \frac{\beta}{N_B / N - 1} \right) = 1,3 \cdot \left(1 + \frac{1,232}{(10229 / 2900) - 1} \right) = 1,94 \text{ см},$$

де при відсутності поперечного навантаження $\beta = 1,232$.

Координата ядрової точки перетину

$$r = \frac{h}{6} = \frac{40}{6} = 6,67 \text{ см} > e_0 = 1,49 \text{ см}.$$

Подальший розрахунок ведемо за першою формою рівноваги.

Ексцентриситет відносно менш стиснутої арматури

$$e = e_0 + 0,5 \cdot h - a = 1,94 + 0,5 \cdot 40 - 4 = 17,94 \text{ см}.$$

Фіброві деформації в більш стиснутій частині перерізу

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3} \left(1 - \frac{e_0}{r} \right) = 0,003 \cdot \left(1 - \frac{1,94}{6,67} \right) = 0,00213.$$

Умовна висота стиснутої зони бетону

$$x = h \cdot \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}} = 40 \cdot \left(\frac{0,003}{0,003 - 0,00213} \right) = 137,9 \text{ см}.$$

Координата по висоті перерізу де деформації $\varepsilon_{c,3}$, а напруження в бетоні f_{cd}

$$x^1 = x \cdot \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}}{\varepsilon_{cu,3}} = 137,9 \cdot \frac{0,003 - 0,00068}{0,003} = 106,6 \text{ см} > h = 40 \text{ см},$$

тому напруження в бетоні по всьому перерізу $b_c = f_{cd}$.

Деформації в менш стиснутій арматурі при робочій висоті перерізу

$$d = h - a = 40 - 4 = 36 \text{ см.}$$

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \cdot \frac{x-d}{x} = 0,003 \cdot \frac{137,9-36}{137,9} = 0,00222.$$

Напруження в менш стиснутій арматурі

$$\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} \cdot E_s = 0,00222 \cdot 21000 = 46,62 \text{ кН/см}^2 > f_{yd} = 36,5 \text{ кН/см}^2,$$

тому приймаємо $\sigma_{s(2)} = f_{yd}$.

Потрібна кількість арматури в більш стиснутій та в менш стиснутих зонах

$$\begin{aligned} A_s^I &= \frac{N \cdot e - f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot (0,5 \cdot h - a)}{f_{yd} \cdot (d - a^I)} = \\ &= \frac{2900 \cdot 17,94 - 1,7 \cdot 40^2 \cdot (0,5 \cdot 40 - 4)}{36,5 \cdot (36 - 4)} = 7,28 \text{ см}^2. \\ A_s &= \frac{N - f_{yd} \cdot A_s^I - f_{cd} \cdot b \cdot h}{\sigma_{s,2}} = \frac{2900 - 36,5 \cdot 7,28 - 1,7 \cdot 40^2}{36,5} < 0. \end{aligned}$$

Конструктивно приймемо поздовжню арматуру колони симетричну з 4Ø20A400C

$$A_s^I + A_s = 2 \cdot 6,28 = 12,56 \text{ см}^2 > 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 1600 = 3,2 \text{ см}^2.$$

$$A_{s,\min} = \frac{0,1 \cdot N}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 2900}{36,5} = 7,95 \text{ см}^2.$$

Приклад 6.2. Визначити армування стиснутого елемента зпрямокутним перерізом 25×50 см. Захисний слой бетону $a = a^I = 5$ см. Бетон важкий класу C16/20 ($f_{cd} = 14,5$ МПа). Поздовжня арматура класу A400 ($f_{yd} = 365$ МПа). Розрахункове навантаження: поздовжня сила - $N = 750$ кН; згинальний момент - $M = 250$ кН·м.

Рішення: Розрахункові ексцентриситети:

$$\text{відносно центру переріза } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{250}{750} = 0,333 \text{ м} = 33,3 \text{ см; відносно}$$

розтягнутої арматури $e = e_0 + 0,5 \cdot h - a = 33,3 + 0,5 \cdot 50 - 5 = 53,3$ см.

Розрахунки ведемо за другою формою рівноваги (рис. 6.7).

Робоча висота перерізу $d = h - a = 50 - 5 = 45$ см.

Граничні значення стиснутої зони бетона

$$\xi_R = 0,65 ; x_R = \xi_R \cdot d = 0,65 \cdot 45 = 29,3 \text{ см}; \alpha_R = 0,585 .$$

Координата

$$x^1 = x_R \cdot \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}}{\varepsilon_{cu,3}} = 29,3 \cdot \frac{0,00323 - 0,00058}{0,00323} = 24,0 \text{ см}.$$

Потрібна площа стиснутої арматури

$$A_s^I = \frac{N \cdot e - f_{cd} \cdot b \cdot \left(\frac{x_R + x^1}{2} \right) \cdot \left(d - \frac{x_R + x^1}{4} \right)}{f_{yd} \cdot \left(d - a^I \right)} =$$

$$\frac{750 \cdot 53,3 - 1,15 \cdot 25 \cdot \left(\frac{29,3 + 24}{2} \right) \cdot \left(45 - \frac{29,3 + 24}{4} \right)}{36,5 \cdot (45 - 5)} = 10,76 \text{ см}^2.$$

Потрібна площа розтягнутої арматури

$$A_s = \frac{f_{yd} \cdot A_s^I + f_{cd} \cdot b \cdot \frac{x_R + x^1}{2} - N}{f_{yd}} =$$

$$= \frac{36,5 \cdot 10,76 + 1,7 \cdot 25 \cdot \frac{29,3 + 24}{2} - 750}{36,5} = 11,2 \text{ см}^2.$$

Приймаємо: розтягнуту і стиснуту арматуру по 3Ø22A400

$$A_s = A_{s1} = 11,4 > A_{s,\min} = 0,002 \cdot 25 \cdot 50 = 2,5 \text{ см}^2.$$

7 НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ РОЗТЯГНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ

7.1 Конструктивні особливості

У разі центрального розтягання напрям розтягувальної сили N збігається з поздовжньою віссю елемента. В умовах центрального розтягання перебувають стягелі арок, нижні пояси і додільні косці ферм, стінки круглих у плані резервуарів, які зазнають тиску рідин p (рис. 7.1) та деякі інші конструктивні елементи.

Елементи, які працюють на центральне розтягання, часто виконують попередньо напруженими, що істотно підвищує тріщино-стійкість перерізів.

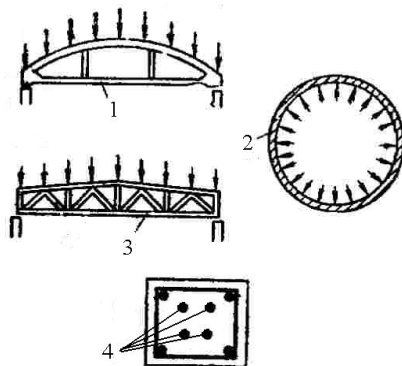


Рисунок 7.1 – Центрально-розтягнуті елементи конструкцій:
1 – стягелі арки; 2 – стінка резервуара; 3 – нижній пояс ферми; 4 – напружена арматура

В умовах позацентрового розтягання перебувають стінки прямокутних у плані резервуарів (бункерів), які зазнають внутрішнього тиску від вмісту (рис. 7.2,а), нижні пояси безкосцевих ферм та інших ферм при підвішуванні до них вантажу F поза вузлами (рис. 7.2,б), а також деякі інші конструкції. У таких елементах одночасно діють поздовжня сила N та згинальний момент M , що рівнозначно позацентровому розтягуванню зусиллям N з ексцентриситетом $e_0 = \frac{M}{N}$ відносно поздовжньої осі елемента.

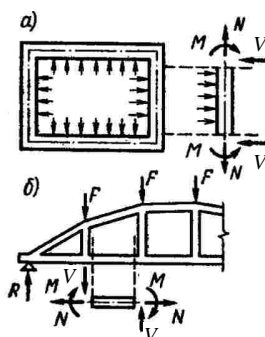


Рисунок 7.2 – Позацентрово-розтягнуті елементи:
а – стінки резервуарів (бункерів); б – нижній пояс безконцевої ферми

Елементи, які працюють на розтягнення, часто виконують попередньо напруженими, що істотно підвищує тріщиностійкість перерізів.

7.2 Розрахунки на міцність

На момент зруйнування центрально-розтягнутого елемента розтягувальне зусилля передається на арматуру, а бетон виключається з роботи. Умова міцності центрально-розтягнутого елемента визначається опором арматури

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s,tot}, \quad (7.1)$$

де N_{Ed} – розтягувальне зусилля від розрахункових навантажень;

$A_{s,tot}$ – площа перерізу всієї поздовжньої арматури.

Розрахунок прямокутних перерізів позацентрово-розтягнутих елементів із арматурою, зосередженою біля найбільш розтягнутої і стиснутої (менш розтягнутої) граней, виконують залежно від положення поздовжньої сили N відповідно до двох випадків.

Граничний стан за несучою здатністю елементів, які працюють за першим випадком (рис. 7.3,а), тобто коли $e_2 \leq d - a_2$, характеризується тим, що весь переріз розтягнутий і в бетоні є нормальні тріщини, а тому зовнішньому зусиллю чинить опір лише поздовжня арматура. Елемент руйнується, коли напруження в усій арматурі досягають граничних значень. Несучу здатність у цьому випадку перевіряють за формулами

$$N \cdot e_2 \leq f_{yd1} \cdot A_{s1} \cdot (d - a_2) \quad (7.2)$$

$$N \cdot e_1 \leq f_{yd2} \cdot A_{s2} \cdot (d - a_2). \quad (7.3)$$

В елементах, які працюють за другим випадком (рис. 7.3,б), тобто при $e_2 > d - a_2$, граничний стан відносно несучої здатності елементів подібний до стану конструкцій, що працюють на згин: зона перерізу, віддалена від сили N , стиснута, протилежна – розтягнута.

При наявності тріщин у бетоні розтягнутої зони відповідні зусилля сприймає арматура. Міцність елемента визначається опором розтягання арматури і граничним опором бетону та ненапруженої арматури стиснутої зони. Несучу здатність елементів у цьому випадку перевіряють за формулою

$$N \cdot e_1 \leq f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x \cdot (d - 0,4x) + f_{yd2} \cdot A_{s2} \cdot (d - a_2). \quad (7.4)$$

Висоту стиснутої зони обчислюють з рівності

$$N = f_{yd1} \cdot A_{s1} - 0,8 f_{cd} \cdot b \cdot \xi \cdot d - f_{yd2} \cdot A_{s2}, \quad (7.5)$$

звідки

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{f_{yd1} \cdot A_{s1} - f_{yd2} \cdot A_{s2} - N}{0,8 f_{cd} \cdot b \cdot d}. \quad (7.6)$$

Із залежностей (7.2)...(7.5) визначають потрібну кількість поздовжньої арматури:

при $e_2 \leq d - a_2$ з (7.2) та (7.3)

$$A_{s1} = \frac{N \cdot e_2}{f_{yd1} \cdot (d - a_2)}, \quad (7.8)$$

$$A_{s2} = \frac{N \cdot e_1}{f_{yd2} \cdot (d - a_2)}. \quad (7.9)$$

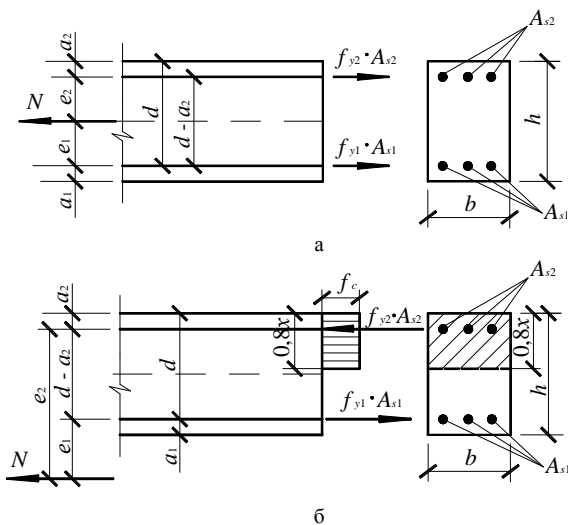


Рисунок 7.3 – Схема розподілу зусиль у прямокутному перерізі позациентрово-розтягнутого елемента при розрахунку на міцність:

а – I-й випадок ($e_2 \leq d - a_2$); б – II-й випадок ($e_2 > d - a_2$)

При $e_2 > d - a_2$ з (7.4)

$$A_{s1} = \frac{0,8\xi \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N}{f_{yd1}} + A_{s2} \cdot \frac{f_{yd2}}{f_{yd1}}, \quad (7.10)$$

де ξ визначають за табл. 5.1 залежно від значення α_m за формулою

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e_1 - f_{yd2} \cdot A_{s2} \cdot (d - a_2)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}. \quad (7.11)$$

Формула (7.10) правильна, якщо задовольняється умова $\alpha_m \leq \alpha_R$. Інакше треба збільшувати переріз стиснутої арматури A_{s2} , підвищувати клас бетону, або збільшувати розміри перерізу. Якщо $\alpha_m < 0$, то переріз повністю розтягнутий і площу перерізу розтягнутої арматури визначають за формулою (7.8).

8 ФУНДАМЕНТИ

8.1 Конструктивні особливості

Призначення фундаментів – передавати тиск від споруди на ґрунт основи. За конструкцією їх поділяють на окремі (під колони), стрічкові (під стіни) й суцільні. Фундаменти можуть бути монолітні і збірні.

Окремі фундаменти під колони. Монолітні фундаменти роблять під монолітні або збірні колони уступчастими чи пірамідальними. Пірамідальні фундаменти економічніші, але більш трудомісткі. Уступчасті фундаменти можуть мати один (при висоті до 0,45 м), два (при висоті до 0,9 м) та три уступу (рис. 8.1, 8.2). Загальну висоту, висоту нижнього уступу та площу фундаменту визначають розрахунком. Верх фундаменту приймають: при монолітних колонах – на рівні верху фундаментної балки, а в разі її відсутності – на позначці – 0,05 м; при збірних колонах – на позначці – 0,15 м. Висоти уступів приймають кратними 100 мм, а розміри в плані і по висоті кратними 300 мм.

Фундаменти виготовляють з бетону класу не нижче як С12/15 і армують по підшві зварними чи в'язаними сітками зі сталі класу А300, А400. Широко використовують вузькі зварні сітки завширшки 800...3000 мм з робочою арматурою через 200 мм в одному напрямі. Сітки укладають у два шари у взаємно перпендикулярних напрямках. При ширині фундаменту до 3 м сітка може бути одна з робочими стержнями., в двох напрямках. Діаметри стержнів приймають не менш як 10 мм, а вздовж сторін розміром понад 3 м – 12 мм. Якщо сітки в'язані і ширина фундаменту перевищує 3 м, половину стержнів (через один) вкорочують до 0,8 повної їхньої довжини. Захисний шар бетону до арматури призначають при наявності бетонної підготовки 35 мм, а в разі її відсутності – 70 мм.

Фундаменти з'єднують із монолітними колонами випусками арматури з підколонника, площа поперечного перерізу якої дорівнює розрахунковому перерізу арматури біля низу колони. Довжина

випусків має забезпечувати стик стержнів, який роблять вище від рівня підлоги.

Зазори між стінками колони і стаканом мають бути: знизу – 50 мм, зверху – 75 мм.

Товщина стінок стакана зверху має бути не менш як 200 мм. У разі меншої товщини стінки стакана (підколонника) армують згідно з розрахунком (аналогічно до колони) горизонтальними зварними сітками і поздовжніми стержнями. Стержні сіток розташовують у зовнішніх і внутрішніх площинах стінок (поздовжні – тільки у зовнішніх). Діаметр стержнів сіток приймають не менш як $1/4$ діаметра поздовжніх стержнів підколонника і не менш як 8 мм. Після встановлення колон стакани замонолічують бетоном класу не нижче як С8/10 і не нижче від класу бетону фундаменту, зменшеним на 5 МПа.

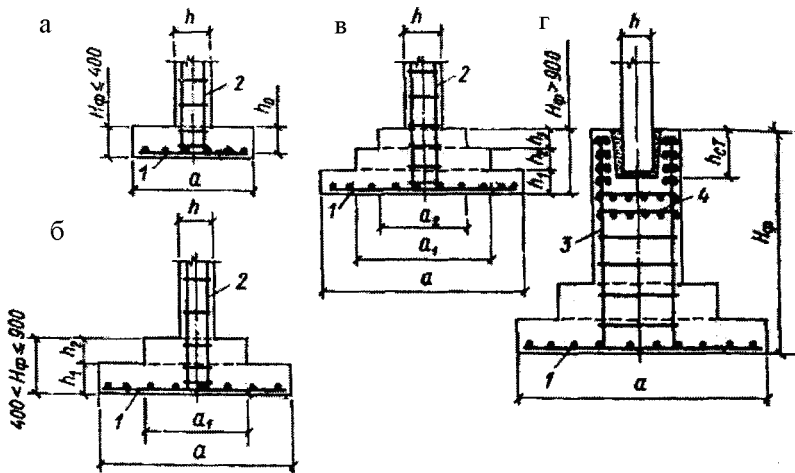


Рисунок 8.1 – Монолітні залізобетонні фундаменти:

а, б, в – відповідно одно-, дво- й триступенчасті; г – глибокого залягання;
1 – сітка плити; 2 – каркас колони; 3 – каркас підколонника; 4 – сітки непрямого
армування днища стакана

У пальових фундаментах тиск від колон на палі передається через ростверк – залізобетонну плиту, яка розподіляє тиск колон на палі. Фундамент з'єднують зі збірною колоною за допомогою стакана з подальшим замонолічуванням його. Палі верхнім кінцем замурують у ростверк.

Розміри ростверка і підколонника визначають розрахунком і приймають у плані й по висоті кратними 300 мм.

Ростверк розраховують на згинання і продавлювання і армують відповідно до діючих зусиль.

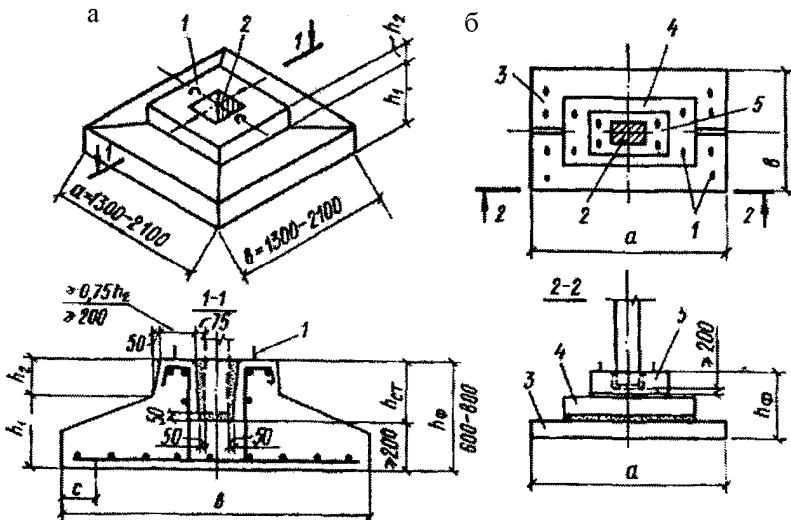


Рисунок 8.2 – Збірні залізобетонні фундаменти:
а – цільний; б – складовий; 1 – петлі; 2 – гніздо (стакан); 3 – фундаментна плита (цільна або блочна); 4 – підколонний блок; 5 – підколонник

Глибина замурування колон визначається вимогами анкерування їхньої поздовжньої арматури залежно від класу сталі, класу бетону й перерізу колон і приймається для стиснутих стержнів $(10...18) d$, а для розтягнутих – $(20...35) d$.

Для фундаментів з підвищеним стаканом товщина його стінок залежить від перерізу колони, ексцентриситету поздовжньої сили і її приймають у межах $(0,2...0,3) h_c$ колони.

Розрахунком визначають розміри підшви фундаменту, його висоту, площу поперечного перерізу арматури та висоту першого уступу, а для фундаментів з підвищеною стаканною частиною площу перерізу поздовжньої та поперечної арматури стакана.

Розміри підшви фундаменту визначають за розрахунком основи по деформаціям згідно з ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування».

Попередньо розміри підшви фундаментів будівель визначають за умовним розрахунковим опором R_0 , який встановлюють за даними інженерно-геологічних пошуків або за табличними значеннями норм. При цьому тиск ґрунту від основної комбінації навантажень при $\gamma_f = 1$ умовно вважають рівномірно

розподіленим по підшві, що допускається для центрально-навантажених фундаментів.

Для позacentрово-навантажених фундаментів епюра тиску ґрунту може бути трапецевата або трикутна; при цьому найбільший крайовий тиск має не перевищувати $1,2R_0$, а при двовісному позacentровому навантаженні – $1,5R_0$.

8.2 Розрахунок центрально-навантажених фундаментів під колони

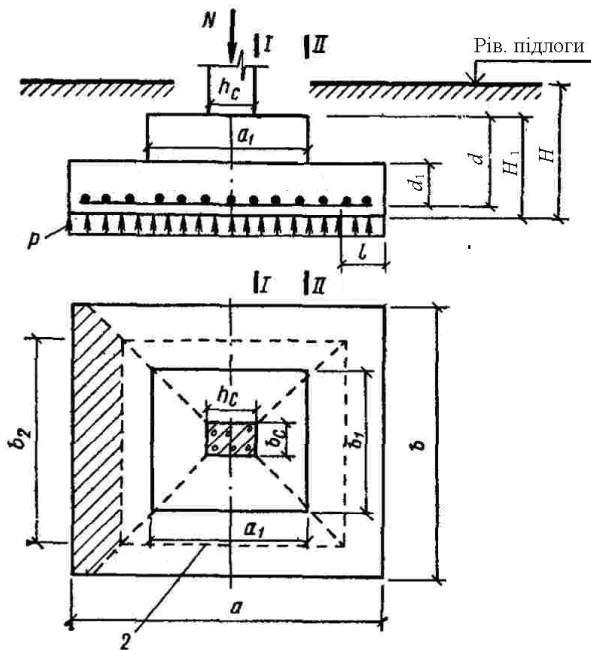


Рисунок 8.3

Площу підшви фундаменту визначають за формулою

$$A = a \cdot b = \frac{N_{\text{Ек}}}{R_0 - \gamma_m \cdot H}. \quad (8.1)$$

У формулі (8.1) $N_{\text{Ек}}$ – нормальна сила від експлуатаційних навантажень при $\gamma_f = 1$ на рівні верхнього обрізу фундаменту, кН;
 R_0 – опір ґрунтової основи для розрахунків за деформаціями, кПа;

$\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ – усереднена вага одиниці об'єму фундаменту і засипки над ним; H – глибина залягання підшви фундаменту (визначається за: проектними габаритами, інженерно-геологічними умовами ділянки будівництва, глибиною сезонного промерзання ґрунтів).

Розміри фундаменту в плані і по висоті призначаються за конструктивними вимогами і перевіряються розрахунком на продавлювання.

Площу перерізу арматури підшви квадратного фундаменту визначають із умови розрахунку фундаменту на згинання в перерізах I-I та II-II за формулами

$$\left. \begin{aligned} M_I &= 0,125 p \cdot (a - h_c)^2 \cdot b; \\ M_{II} &= 0,125 p \cdot (a - a_1)^2 \cdot b. \end{aligned} \right\} \quad (8.2)$$

Переріз арматури обох напрямів на всю ширину фундаменту визначають з умов

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0,9d \cdot f_{yd}}; \quad A_{sII} = \frac{M_{II}}{0,9d_1 \cdot f_{yd}}. \quad (8.3)$$

8.3 Розрахунок фундаментів під колони на продавлювання

Опір фундаменту під колону на продавлювання перевіряють на контрольному периметрі в межах $2d$ від контуру колони (рис. 8.4)

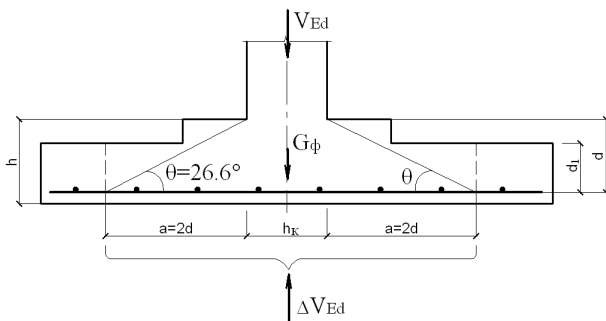


Рисунок 8.4

Приведена результуюча продавлююча сила для розрахунку

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}, \quad (8.4)$$

де V_{Ed} – сумарне вертикальне навантаження на підвалину;

ΔV_{Ed} – рівнодіюча реакції ґрунту в межах контрольного

перерізу мінус власна вага фундаменту G_{Φ} .

А. При центральному стиску фундаменту

Напруження зрізу

$$v_{Ed,\sigma} = \frac{v_{Ed,red}}{u \cdot d} \leq v_{Rd,c,\sigma}, \quad (8.5)$$

$$\text{де } v_{Rd,c,\sigma} = C_{Rd,c} \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot \frac{2d}{a} \geq \min \frac{2d}{a}; \quad (8.6)$$

a – відстань від контуру колони до контрольного периметру.

Б. При позацентровому стиску фундаменту

Напруження зрізу

$$v_{Ed,\sigma} = \frac{v_{Ed,red}}{u \cdot d} \left(1 + K \frac{M_{Ed} \cdot u}{v_{Ed,red} \cdot w} \right), \quad (8.7)$$

де K – залежно від співвідношення розмірів перерізу колони $c_1/c_2 = b_o/h_c$ визначають з таблиці 8.1.

Таблиця 8.1

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	≥ 3
K	0,45	0,6	0,7	0,8

$$w = \tilde{n}_2^2/4 + c_1 \cdot c_2 + 4c_1 \cdot d + 8d^2 + \pi \cdot d \cdot c_2. \quad (8.8)$$

8.4 Розрахунок позацентрово-навантажених фундаментів

Фундаменти проектують прямокутними в плані, витягнутими в напрямі дії згинального моменту із співвідношенням сторін не менш як 0,6. Крайові тиски під подошвою фундаменту визначають у припущенні лінійного розподілу тиску в ґрунті:

$$p_1 = \frac{N}{a \cdot b} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right), \text{ якщо } e = \frac{M_f}{N_f} \leq a/b; \quad (8.9)$$

$$p_1 = \frac{2N_f}{b \cdot y} = \frac{3N_f}{3b \cdot (0,5a - e)}, \text{ якщо } e > a/b, \quad (8.10)$$

де N_f та M_f – зусилля на рівні подошви фундаменту при $\gamma_f = 1$

$$N_f = N + \gamma_m \cdot d \cdot a \cdot b; \quad M_f = M + V \cdot h. \quad (8.11)$$

a, b, d, h і y – розміри за рисунком 8.5.

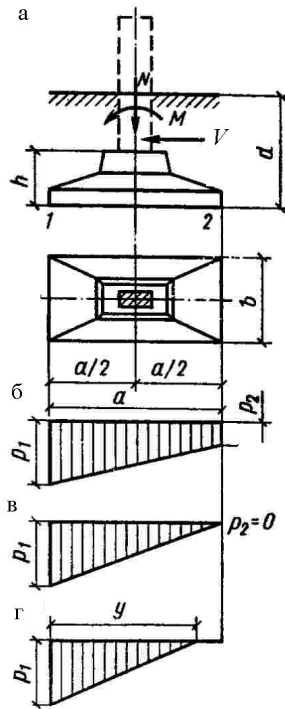


Рисунок 8.5 – До розрахунку позациентрово-завантаженого фундаменту:
а – розрахункова схема; а, б, в – епюри тиску

Тут N , M та V – розрахункові зусилля, що діють у колоні на рівні верхнього обрізу фундаменту при $\gamma_f = 1$.

Крайовий максимальний тиск ґрунту p має не перевищувати $1,2 \dots 1,5 R_0$, а середній тиск $p_m = N_f / A \leq R_0$. Мінімальний тиск ґрунту на підшву фундаменту має бути: в одноповерхових будівлях при кранах вантажністю понад 75 т і у відкритих естакадах $p_2 \geq 0,25 p_1$; у будівлях з кранами вантажністю менш як 75 т $p_2 \geq 0$; у безкранових будівлях у розрахунку на другу основну комбінацію навантажень можлива двозначна епюра з виключенням з роботи не більш як 1/4 площі підшви фундаменту.

На міцність позациентрово-навантажених фундаментів розраховують аналогічно до центрально-навантажених. При цьому

тиск ґрунту від розрахункових навантажень при $\gamma_f > 1$ визначають без урахування ваги фундаменту та ґрунту на уступах за формулами (8.9) та (8.10) при $N_f = N$ (N – визначають при $\gamma_f > 1$).

У фундаментах із підвищеною стаканною частиною розраховують поздовжню і поперечну арматуру стакана. Площу перерізу поздовжньої (вертикальної) арматури визначають на рівні дна стакана (за перерізом I-I) (рис. 8.6). Згинальні моменти і нормальні сили визначають на визначають від комбінації зусиль, що діють у колоні на рівні верху стакана (M_c, N_c та V_c) та ваги стакана, а також частини колони в ньому

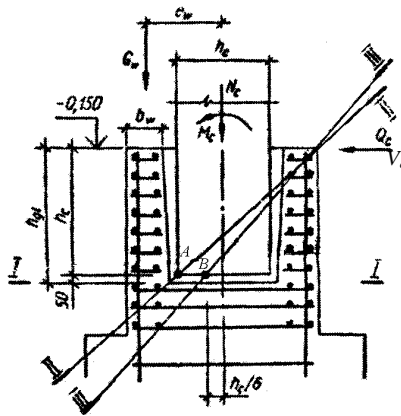


Рисунок 8.6 – До розрахунку підколонника

$$\left. \begin{aligned} M &= M_c + V_c h_{cl} + G_w e_w; \\ N &= N_c + G_w, \end{aligned} \right\} \quad (8.12)$$

де G_w – вага частини стіни, що передається на фундамент;

e_w – відстань від осі стіни до осі фундаменту.

Коробчастий поперечний переріз стакана зводять до таврового.

Поперечну арматуру при $e_0 < h_c / 6$ ставлять конструктивно, а при $e_0 > h_c / 2$ – визначають із розрахунку на момент у похилому перерізі, що проходить через стиснуте ребро торця колони і верхнє ребро стакана (рис. 8.6, переріз II-II). Площу перерізу поперечної арматури в одному ряду обчислюють за формулою

$$A_{sw} = \frac{M + V \cdot h_{gl} - N \frac{h_c}{2}}{f_{ywd} \cdot \sum z_w}. \quad (8.13)$$

Якщо $h_c / 2 > e < h_c / 6$, площу перерізу всіх поперечних стержнів однієї сітки визначають за формулою

$$A_{sw} = \frac{M + V \cdot h_{gl} - 0,7 N \cdot e_0}{f_{ywd} \cdot \sum z_w}, \quad (8.14)$$

де h_{gl} – глибина стакана;

$$e_0 = M / N ;$$

$\sum z_w$ – сума відстаней від кожного ряду поперечної арматури до нижньої грані колони.

8.5 Стрічкові й суцільні фундаменти

Стрічкові фундаменти закладають під стіни і під колони.

Стрічкові фундаменти під стіни роблять переважно з блоків-подушок та фундаментних блоків (рис. 8.7,а). Блоки-подушки бувають прямокутного чи трапецюватого перерізів. Найпоширеніші блоки трапецюватого контуру. Їх укладають уздовж стіни упиртул або із зазором (переривчасті фундаменти). Подушку розраховують у поперечному напрямі за згинальним моментом і поперечною силою як консоль, завантажену реактивним тиском ґрунту p без урахування ваги подушки та ґрунту на ній.

Згинальний момент по грані стіни $M_{\max} = 0,5 p \cdot c^2$, де c – виліт консолі. Площу арматури визначають за формулою (8.3).

Висоту подушки призначають із умови міцності по перерізувальній силі як для елемента без поперечної арматури за розділом 5.4.

Стрічкові фундаменти під колони роблять окремими або перехресними стрічками таврового поперечного перерізу з полицею вниз. Вони бувають монолітні й збірні. Зосереджені навантаження зверху (від колон) і розподілений реактивний тиск ґрунту спричиняють згинання стрічок у поздовжньому напрямі. Такі фундаменти подібні до нерозрізних балок з опорами-колонами. Поздовжнє армування подвійне, визначається розрахунком стрічки на згинання; найбільший переріз верхньої арматури в прольоті, нижньої – під колоною. Поперечну арматуру призначають за розрахунком на поперечну силу.

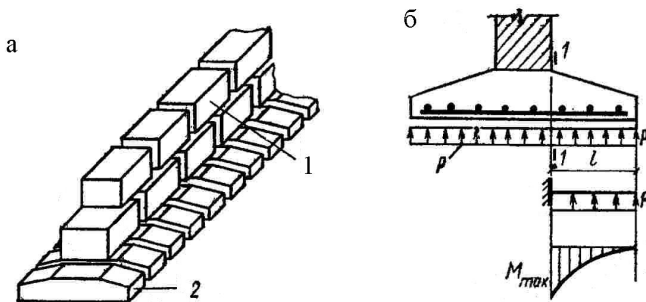


Рисунок 8.7 – Збірні стрічкові фундаменти під стінами:
а – загальний вид; в – до розрахунку подушки фундаменту;
1 – фундаментні блоки; 2 – блоки-подушки

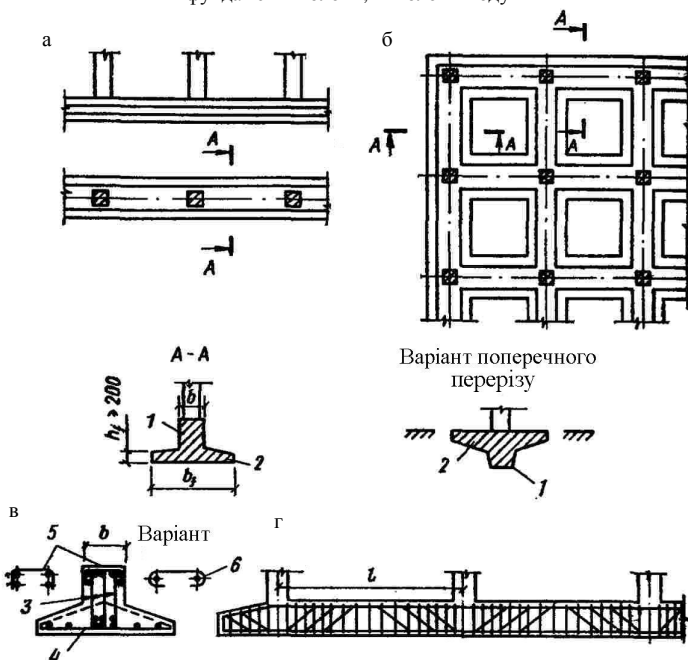


Рисунок 8.8 – Стрічкові монолітні фундаменти під колонни:
а – окремі стрічки; б – перехресні стрічки; в – армування стрічкових фундаментів у поперечному перерізі; г – те ж саме, у поздовжньому напрямку; 1 – ребро; 2 – полка; 3 – зварні каркаси; 4 – нижні зварні сітки; 5 – верхні зварні сітки коритообразні; 6 – те ж саме, плоскі

Стрічки армують вертикальними зварними або в'язаними каркасами, число яких у поперечному перерізі ребра має бути не менш

як два при ширині ребра меншому за 400 мм, три – якщо ширина ребра 400...800 мм і чотири – якщо ширина ребра понад 800 мм. Полицію армують по ширині стрічкового фундаменту. Робочою є поперечна арматура, кількість якої визначають розрахуванням полиці як консолі на місцеве згинання.

Під час розрахунку стрічкового фундаменту визначають епюру тиску ґрунту по підшві фундаменту з умови його спільної деформації з ґрунтовою основою, обчислюють згинальні моменти та поперечні сили в розрахункових перерізах, встановлюють розміри поперечного перерізу фундаменту і його армування.

Розрахунок деформацій і аналіз його результатів, а також визначення розрахункового тиску основи R_0 виконують за вказівками ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування».

Статичні розрахунки стрічкових фундаментів виконують як для балок на пружній основі. Методика розрахунку викладається в курсі «Основи і фундаменти».

Суцільні фундаменти застосовують при слабких ґрунтах і значних навантаженнях. Вони бувають плитними безбалковими, у вигляді ребристих плит і коробчастими. Найбільшою жорсткістю характеризуються коробчасті перерізи, проте щодо витрати матеріалів вони не економічні.

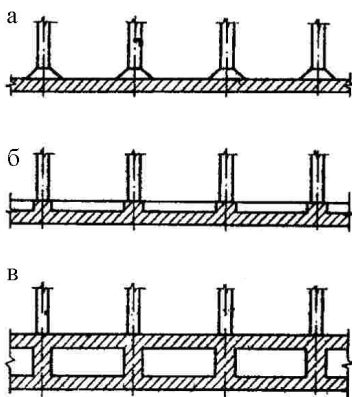


Рисунок 8.8 – Суцільні залізобетонні фундаменти:
а – плитний безбалковий; б – плитно-балковий; в – коробчастий

Конфігурацію і розміри фундаментів у плані вибирають такими, щоб рівнодійна основних навантажень проходила в центрі

підосви. Суцільні фундаменти подібні до перекинутого перекриття відповідної схеми. Їх армують так само як і залізобетонні перекриття.

Розраховують суцільні фундаменти, як плити на обтискуваному шарі обмеженої глибини або як плити на пружній основі з коефіцієнтом постелі. Методику цих розрахунків наведено в спеціальних курсах з фундаментів.

9 КАМ'ЯНА КЛАДКА

9.1 Матеріали для кам'яної кладки

Для спорудження кам'яних конструкцій застосовують різні види природних та штучних каменів, а також будівельні розчини. Армокам'яні конструкції містять у собі ще і сталеву арматуру.

До природних каменів важких порід відносять вапняки, піщаники, граніти. Їх використовують для устрою фундаментів й облицювання. До природних каменів легких порід відносять вапняк-черепашник, туф. Вони розповсюджені у південних районах нашої країни й слугують для зведення стін.

У теперішній час у будівництві широко використовують штучні камені. До них відносяться: цегла різних видів (глиняний звичайний повнотілий, пустотілий, силікатний та ін.), камені керамічні пустотілі, камені з важкого та легкого бетону (суцільні й пустотілі).

Кам'яні матеріали, які застосовуються при кладці, повинні мати необхідну міцність, морозо- та водостійкість.

Загальною характеристикою кам'яних матеріалів й бетонів є їх міцність, яка обумовлена марками та класами. Марка каменю встановлюється за значенням тимчасового опору (межа міцності) стиску у кгс/см^2 , для цегли також і за вигином. Клас бетону за міцністю встановлюється за розділом 2.4.

Для кладки використовують наступні типи каменів:

- глиняна цегла відповідно ДСТУ Б.В.2.7-61;
- силікатна цегла відповідно ДСТУ Б.В.2.7-80;
- бетонні вироби з важкими і легкими заповнювачами;
- блоки з ніздрюватого бетону автоклавного тверднення;
- бетонні камені і блоки з штучного каменю;
- будівельні елементи з обробленого природного каменю.

Цегла і блоки можуть бути суцільними і порожнистими.

Міцність цегли або каменів на стиск f_b (2,5...100 МПа).

Морозостійкість каменів також, як і бетонів, в значній мірі визначається їх довговічністю. Вона характеризується марками, що позначають кількість циклів заморожування і відтаювання у насиченому водою стані, які камені витримують без видимих пошкоджень та зниження міцності. За морозостійкістю є наступні марки каменів й бетонів: 10, 15, 25, 35, 50, 100, 150, 200 й 300.

Марку цегли визначають іспитами на преси на стиск й вигин (см. рис. 9.1).

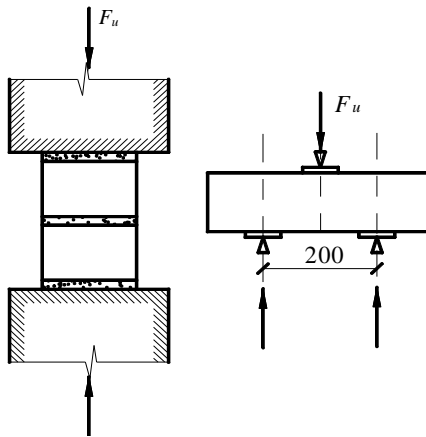


Рисунок 9.1 – Схема випробування цегли:
а – при стиску; б – при вигині

Межу міцності зразка обчислюють за формулою:
при стиску

$$f_b = F_u / A, \quad (9.1)$$

при вигині

$$f_c = 3F_u \cdot l / (2b \cdot h^2), \quad (9.2)$$

де F_u – руйнуюче навантаження, кН;

A – площа перерізу зразка, см^2 ;

l – відстань між осями опор, см;

b – ширина зразка, см;

h – висота зразка без вирівнюючого шару, см.

Межу міцності цегли даної партії обчислюють як середнє арифметичне результатів випробувань різних п'яти стискаємих та п'яти вигинаємих зразків.

Розчини для кам'яної кладки можуть бути цементні, вапняні й змішані.

Будівельні класифікуються за їх міцністю на стиск f_m (0,2...20 МПа). Для кладки стін будівель найчастіше застосовують розчини міцністю 2,5...10 МПа. Свіжоукладений розчин або відталий розчин замороженої кладки має нульову міцність.

Будівельні розчини визначаються як тонкошарові (товщина слою 0,5...3 мм) і загального призначення (5...12 мм).

9.2 Міцнісні й деформативні характеристики кам'яної кладки

Камінь й розчин у навантаженій кам'яній кладці знаходиться у складному напруженому стані. Камінь одночасно піддається місцевому стиску, зрізу, вигину й розтягу. Основними причинами такого стану є нерівномірний розподіл стискаючих напружень, відсутність контакту каменя з розчином й різниця в їх деформаційних властивостях. З цієї причини в поперечному напрямку стиснутої кладки розчин зазнає стискаючі, а камінь – розтягуючі напруження.

Розрізняють *чотири стадії роботи кам'яної кладки під короточасним стискаючим навантаженням*. Перша стадія відповідає такому напружено-деформуючому її стану, при якому тріщини у камені відсутні, так як при стискаючих напруженнях $\sigma \geq \sigma_{crc}$. При застосуванні розчину невеликої щільності напруження, при якому утворюються перші тріщини у кладці, становлять $\sigma_{crc} = (0,3...0,5)f_k$, де f_k – міцність кам'яної кладки на стиск. Для кладки на змішаних розчинах $\sigma_{crc} = (0,5...0,7)f_k$, для старої кладки на щільному цементному розчині напруження $\sigma_{crc} = (0,7...0,8)f_k$.

Друга стадія роботи кладки під навантаженням характеризується напруженнями $\sigma = \sigma_{crc}$.

Третя стадія є проміжною між стадіями утворення першої тріщини й руйнування кладки. Збільшення навантаження у даній стадії призводить до розвитку старих та виникненню нових тріщин у камені, а також їх об'єднання між собою і з вертикальними швами. Це призводить до розподілу кладки на окремі гнучкі стовпчики (рис. 9.2,а).

Четверта стадія відповідає руйнуванню кладки після того, як ріст тріщин починає прогресувати при постійному навантаженню (рис. 9.2,б). Руйнування кладки відбувається внаслідок втрати стійкості тонких позацентрово-стиснутих стовпчиків.

Міцність на стиск цегляної кладки оцінюється тимчасовим опором зразка порівняно невеликої величини. Наприклад, поперечний переріз зразків цегляної кладки 38 x 38 та 38 x 51 см. Згідно з емпіричною формулою характеристична (нормативна) міцність кам'яної кладки на стиск в Н/мм²

$$f_k = \kappa \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta. \quad (9.3)$$

Для кладки, виконаної з використанням будівельного розчину загального призначення $\alpha = 0,7, \beta = 0,3$. Коефіцієнт κ залежить від типу елементів кладки і швів (0,2...0,8).

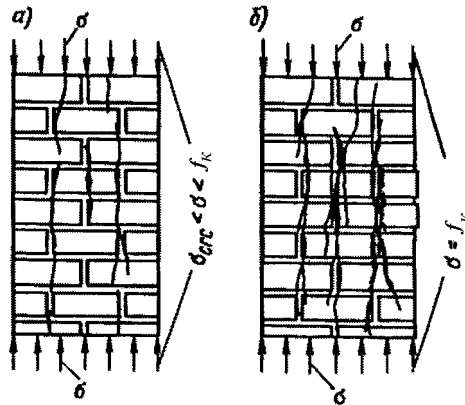


Рисунок 9.2 – Характер руйнування цегляної кладки

Руйнування розтягнутої кладки може відбутися по неперев'язаному (рис. 9.3,а) та перев'язаному (рис. 9.3,б) перерізі. При неперев'язаному перерізі кладки руйнування в більшості випадків проходить по площині контакту каменю й розчину у горизонтальних швах. При розтягу за перев'язаному перерізу кладка руйнується або по розчину, або по каменю й розчину. Якщо межа міцності розчину при стиску виявиться меншою зчепленню між каменем і розчином, то кладка руйнується по розчину.

Осьовий розтяг кладки по перев'язаному перерізу зустрічається у круглих резервуарах, силосах та інших спорудах, а розтяг по неперев'язаному перерізі – у позацентрово-стиснутих стінах й стовбах. Розтяг при згині враховується для плоскості стін, перегородок.

У деяких конструкціях кам'яна кладка піддається зрізу. Зріз може відбутися як по неперев'язаному, так і по перев'язаному перерізам.

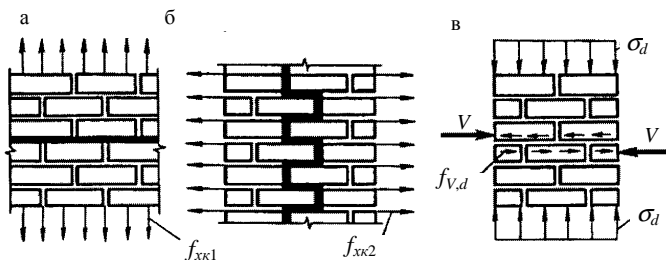


Рисунок 9.3 – Схема руйнування кладки розтягу по неперев'язаному (а) і перев'язаному (б) перерізі, а також зрізу (в)

Розрахункова міцність кладки f_d визначається діленням середньої (очікуваної) межі міцності кладки f_k на коефіцієнт безпеки $\gamma = 2 \dots 2,25$, враховуючи як статичні, так й інші фактори, які можуть викликати несприятливі відхилення:

$$f_d = f_k / \gamma. \quad (9.4)$$

У ряді випадків розрахунковий опір помножується на додаткові коефіцієнти умов роботи з норм, враховуючих: висоту ряду кладки, тип каменю (цегли), розміри стовпів (простінків).

Кам'яна кладка є матеріалом пружнопластичним. Під навантаженням вона отримує пружні ε_{el} й пластичні деформації ε_{pl} . Залежність між напруженням σ й сумарної відносно деформації ε – криволінійна (рис. 9.4). Модуль деформації E , характеризуючий її деформаційні властивості, є величиною змінною та рівною тангенсу кута φ нахилу дотичної до кривої деформації σ – ε у точці, відповідній напруженню σ . Його можна визначити за формулою:

$$E = d\sigma / d\varepsilon = tg \varphi. \quad (9.5)$$

В розрахунках можна використовувати початковий момент деформації кладки (модуль пружності) при напруженнях, близьких до нуля $E_0 = tg \varphi_0$, який визначається за результатами випробувань, або вираховується

$$E_0 = \alpha \cdot f_k, \quad (9.6)$$

де α – пружна характеристика кладки, залежна від виду кладки й марки розчину.

Модуль зсуву кладки

$$G = 0,4 \cdot E_0. \quad (9.7)$$

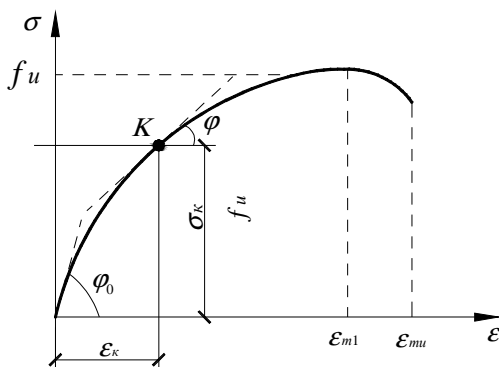


Рисунок 9.4 – Залежність «напруження – деформації» при короточасній дії стискаючого навантаження

9.3 Розрахунок стиснутих кам'яних стін (стовпів) з неармованої кладки

Позацентровий стиск є найбільш розповсюдженим видом силового впливу на кам'яні конструкції. Цей вплив зазнають, зокрема такі важливі елементи споруд, дуже часто виконуємі з каменю, як стіни (простінки) й стовпи.

Як вже відмічалось, кам'яна кладка має пружно-пластичні властивості, тому для розрахунку кам'яних конструкцій на позацентровий стиск неможливо використовувати формули, за якими розраховують на цей вид впливу елементи з пружних матеріалів.

Характер напруженого стану кладки при позацентровому стиску залежить від величини ексцентриситету e прикладання поздовжньої сили N . При невеликих ексцентриситетах увесь переріз стиснуто (рис. 9.5,а). Зі зростанням ексцентриситету епюра напруження стає двозначною (рис. 9.5,б), так як переріз зазнає не тільки стиск, але і розтяг. При достатньо великих ексцентриситетах навіть при малих навантаженнях напруження в розтягнутій зоні елементу можуть перевищувати граничний опір кладки розтягненню при вигині, і в розтягнутій зоні з'являться горизонтальні тріщини (рис. 9.5,в). Поява цих тріщин не призводить до руйнування елементу, якщо напруження у стиснутій зоні не перевищує граничної міцності і навантаження на нього може бути збільшено, доки не буде

використана несуча здатність стиснутої зони перерізу. Руйнуюче навантаження може в кілька разів перевищувати навантаження, при якому утворилася тріщина в розтягнутій зоні кладки.

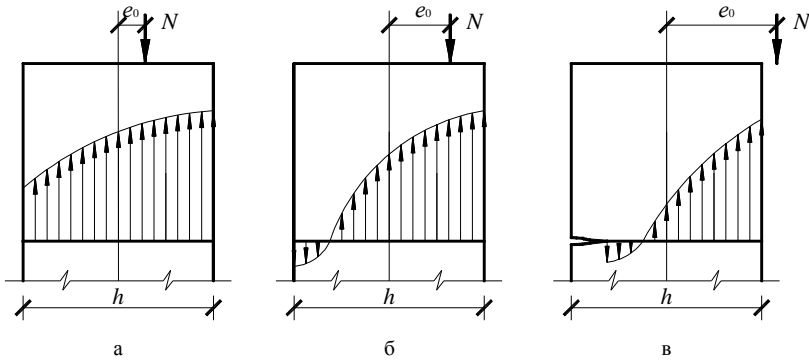


Рисунок 9.5 – Види епюр напружень при позакентровому стиску кладки

При розрахунку опору кам'яних стін (стовпів) на стиск при вертикальному навантаженні можна прийняти наступні положення:

- плоскі ділянки залишаються плоскими;
- міцність кладки на розтяг у вертикальному напрямі відносно горизонтальних швів кладки дорівнює нулю;
- опір кам'яних елементів вертикальним навантаженням залежить від геометрії елемента, впливу ексцентриситета і властивостей кладки;
- у граничному стані при втраті несучої здатності N_{Ed} , повинна бути менше або дорівнювати розрахунковій величині вертикальної міцності стіни (стовпа) N_{Rd} :

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} . \quad (9.8)$$

Розрахункову величину несучої здатності стиснутих кам'яних елементів (стіни, стовпи) у самому загальному випадку проводять за формулою

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t_{ef} \cdot b \cdot f_d , \quad (9.9)$$

де Φ – коефіцієнт зменшення несучої здатності стіни;

t_{ef} – ефективна товщина стіни (для прямокутних перерізів

$t_{ef} = h$);

b – ширина розрахункового переріза елемента;

f_d – розрахункова величина міцності кладки на стиск.

У випадках, коли площа поперечного перерізу менше $0,1 \text{ м}^2$, розрахункова міцність кладки на стиск повинна бути помножена на коефіцієнт $(0,7 + 3A)$, де A – площа навантаженого горизонтального перерізу стіни, в м^2 .

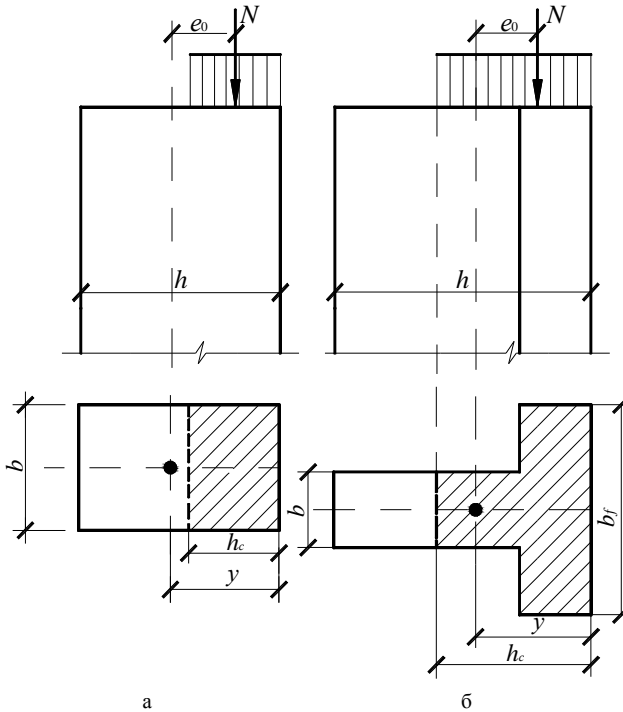


Рисунок 9.6 – Розрахункова схема при позацинтровому стиску кладки:
а – прямокутного перерізу; б – таврового перерізу

Несуча здатність багат шарових стін і стін з колодязної кладки може бути підрахована за виразом (9.7) з уточненнями за нормами для міцності кладки шарів стіни та ефективної товщини порожнистої стіни.

Коефіцієнт зменшення для врахування гнучкості і ексцентриситету может бути розрахован зверху або знизу стіни Φ_i , або всередині висоти стіни Φ_m . Розрахунок значення цього коефіцієнту може бути заснований на застосуванні прямокутного блока напруження:

$$\text{зверху або знизу стіни } \Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t}, \quad (9.10)$$

де ексцентриситет зверху або відповідно знизу стіни:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} \pm e_{he} + e_{init} \geq 0,05 \cdot t, \quad (9.11)$$

де M_{id} – розрахункова величина моменту вигину зверху або знизу стіни (по висоті поверха), викликаного ексцентриситетом навантаження від елементів перекриття у зоні обпирання;

N_{id} – розрахункова величина вертикального навантаження зверху або знизу стіни;

e_{he} – ексцентриситет зверху або знизу стіни, викликаний горизонтальними навантаженнями (наприклад вітром);

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} - \text{випадковий ексцентриситет}; \quad (9.12)$$

t – товщина стіни.

На середині висоти стіни коефіцієнт зменшення несучої здатності Φ_m розраховується за формулою (9.8) з ексцентриситетом e_{mk} .

Ексцентриситет на середині висоти стіни

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t, \quad (9.13)$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} \pm e_{hm} + e_{init}, \quad (9.14)$$

де M_{md} – розрахункова величина найбільшого момента на середині висоти стіни з урахуванням моментів, що діють зверху і знизу стіни (рис.), а також моментів від всіх навантажень, прикладених до стіни з ексцентриситетом (наприклад кронштейни);

N_{md} – розрахункова величина вертикального навантаження на середині висоти стіни з урахуванням всіх навантажень, прикладених до стіни з ексцентриситетом (наприклад кронштейни);

e_{hm} – ексцентриситет посередині висоти стіни, викликаний горизонтальними навантаженнями (наприклад вітром).

Ексцентриситет, внаслідок повзучості кладки при довготривалому навантаженні, e_k враховується якщо гнучкість стіни

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} > 15, \text{ але для цегляних стін гнучкість при вертикальних}$$

навантаженнях повинна бути не більше $\lambda \leq 27$.

$$e_k = 0,002\varphi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{t \cdot e_m} , \quad (9.15)$$

де φ_∞ – коефіцієнт граничної повзучості кладки за нормами;

h_{ef} – значення розрахункової висоти стіни в залежності від умов закріплення або підвищення жорсткості;

t_{ef} – ефективна товщина стіни.

При $\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 15 \quad e_k = 0$.

Визначення ексцентриситету навантаження, який необхідно враховувати в розрахунках, може ґрунтуватись на величині мінімально необхідної площадки обпирання для сприйняття навантаження, яка повинна прийматися не більшою ніж 0,1 товщини стіни від її грані. Напруження на площадці досягають відповідної розрахункової міцності матеріалу.

Розрахункову висоту h_{ef} кам'яних стін і стовпів приймають залежно від умов спирання вказаних елементів на горизонтальні й вертикальні опори:

- при шарнірному спиранні на нерухомі у горизонтальному напрямку опори, що має місце в житлових, громадських і часто у багатоповерхових промислових будівлях, $h_{ef} = h$ (рис. 9.7,а);

- при пружній верхній опорі й жорсткому защемленні у нижній опорі: для однопрольотних будівель $h_{ef} = 1,5h$; для багатопрольотних будівель $h_{ef} = 1,25h$ (рис. 9.7,б);

- для вільно стоящих конструкцій при відсутності сполучення їх з перекриттям або іншими горизонтальними опорами $h_{ef} = 2h$ (рис. 9.7,в);

- для конструкцій з частково защемленими опорними перерізами – з урахуванням фактичної ступені защемлення, але не менш $h_{ef} = 0,8h$.

Якщо опори жорсткі, то розрахункову висоту приймають: при збірних залізобетонних перекриттях $h_{ef} = 0,9h$; при монолітних, опертих на стіни з чотирьох сторін, $h_{ef} = 0,8h$.

Тут h – відстань від перекриттям або іншими горизонтальними опорами у світу.

За ДБН В.2.6-162 (п. 10.5.1.2) [4] для стін багатоповерхових будівель в якості розрахункової наводиться вільна висота стіни

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h, \quad (9.16)$$

де $\rho_n = (\rho_2; \rho_3; \rho_4)$ – коефіцієнти зменшення, які назначаються в залежності від типу перекриття, довжини стіни між діафрагмами жорсткості, товщини стіни, розмірів отворів).

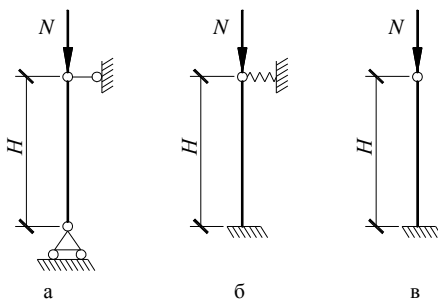


Рисунок 9.7 – Визначення розрахункових довжин стиснутих елементів

Ефективна товщина стіни з підсиленням пілястрами

$$t_{ef} = \rho_t \cdot t, \quad (9.17)$$

де t – товщина стіни;

ρ_t – коефіцієнт згідно з таблицею 9.1.

Мінімальна робоча площа несучої стіни після виконання ослаблень у вигляді штаб, ніш і т.п. повинна дорівнювати в плані $0,04 \text{ м}^2$.

Таблиця 9.1 – Коефіцієнт жорсткості для стін, підсилених пілястрами

Відношення відстані між пілястрами (від центра до центра) до ширини пілястри ($l/b =$)	Відношення товщини пілястри до дійсної товщини стіни ($b/t =$)		
	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20	1,0	1,0	1,0

Примітка: Для проміжних величин дозволена інтерполяція.

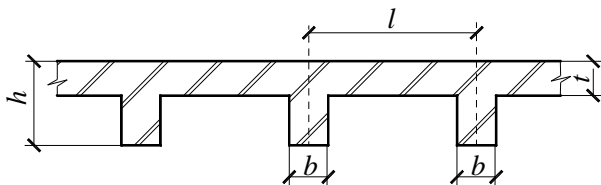


Рисунок до таблиці 9.1

Приклад 9.1. На цегляні стовпи усередині виробничої будівлі вільно спирається площадка під устаткування. Розрахункове навантаження, яке діє на один стовп перерізом 38 x 38 см, $N = 140$ кН. Висота стовпа $h = 3$ м. Цегла глиняна пластичного пресування марки 75, розчин марки 25. Необхідно перевірити несучу здатність стовпа.

При заданих умовах спирання розрахункова довжина (висота) $h_{ef} = 1,25h = 1,25 \cdot 3 = 3,75$ м.

Згідно з табл. 1 додатка Р ДБН [4] розрахунковий переріз кладки $f_d = 1,1$ МПа, а за табл. 15 пружна характеристика $\alpha = 1000$.

Площа стовпа $A = 0,38 \cdot 0,38 = 0,145$ м² $> 0,1$ м².

Гнучкість стовпа $\lambda = h_{ef} / t = 3,75 / 0,38 = 9,8 < 15$. Дію повзучості можна не враховувати.

Випадковий ексцентриситет

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{375}{450} = 0,83 < 0,05t = 0,05 \cdot 38 = 1,9 \text{ см.}$$

Приймаємо розрахунковий ексцентриситет $e_i = 1,9$ см.

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{1,9}{38} = 0,9.$$

Несуча здатність за формулою (9.9)

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t_{ef} \cdot b \cdot f_d = 0,9 \cdot 38 \cdot 38 \cdot 0,11 = 142,95 \text{ кН} > N = 140 \text{ кН,}$$

тобто забезпечена.

Приклад 9.2. На простінок перерізом 116 x 51 см стіни багатоповерхової громадської будівлі з цегли напівсухого пресування марки 100 на розчині марки 50 діє поздовжня сила $N = 600$ кН та згинальний момент у напрямку меншої сторони перерізу $M = 18$ кН·м. Висота поверху за відрахуванням товщини перекриття $h = 2,7$ м. Необхідно перевірити несучу здатність простінку.

За заданими умовами розрахунку висота простінку $h_{ef} = h = 2,7$ м.

Для прийнятих матеріалів розрахунковий опір кладки $f_{ms} = 1,5$ МПа (табл. 1 Додатка Р ДБН [4]).

Гнучкість простінка $\lambda = h_{ef} / t = 2,7 / 0,51 = 5,3 < 15$. Дію повзучості можна не враховувати.

Розрахунковий ексцентриситет

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{init} = \frac{1800}{600} + \frac{270}{450} = 3,6 > 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 51 = 2,55 \text{ см.}$$

$$\text{Коефіцієнт } \Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{3,6}{51} = 0,86.$$

Несуча здатність простінка

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t_{ef} \cdot b \cdot f_d = 0,86 \cdot 51 \cdot 116 \cdot 0,15 = 763,16 \text{ кН} > N = 600 \text{ кН,}$$

тобто забезпечена.

9.4 Розрахунок і проектування армокам'яних конструкцій з сітчастим армуванням

Армування кам'яних конструкцій виконується з метою збільшення їх міцності й стійкості. Існують два найбільш розповсюджених види армування: поперечне (сітчасте) й поздовжнє.

Сітчасте армування (рис. 9.8) застосовують для підсилення тяжконавантажених колон і простінків, які мають невелику гнучкість.

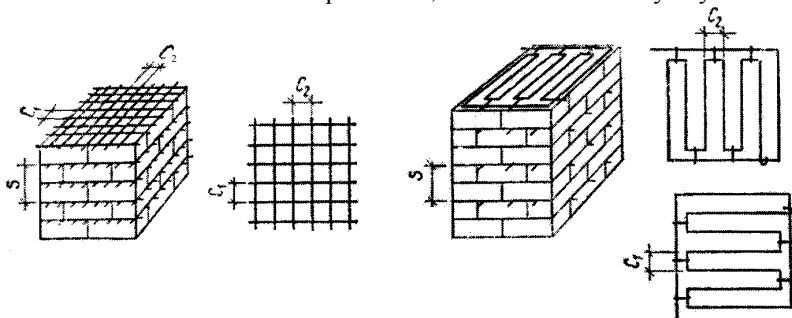


Рисунок 9.8 – Непряме армування кам'яної кладки:
а – прямокутними сітками; б – сітками «зигзаг»

При ексцентриситетах, що виходять за межі ядра перерізу (для прямокутних перерізів $e_0 > 0,33y$), а також при $\lambda_h > 15$ або $\lambda_i > 53$

сітчасте армування застосовувати не слід, оскільки воно не підвищує несучої здатності кладки.

Арматурні сітки з перехресними стержнями (рис. 9.8,а) або типу «зигзаг» (рис. 9.8,б) укладають у горизонтальні шви стін або стовпців на відстані s . Виготовляють їх з круглої гладкої сталі класу А240 або з холоднотягнутої проволочи Вр-1. Діаметр стержнів приймають не менше 3 і не більше 6 мм для сіток з перехресними стержнями і 8 мм для сіток «зигзаг». Відстань c між стержнями у сітці повинно бути не більше 120 і не менше 30 мм. Товщина швів кладки армокам'яних конструкцій повинна перевищувати товщину сітки не менш ніж на 5 мм. Сітки укладають не рідше, чим за 5 рядів). Сітки «зигзаг» укладають в два суміжних ряди кладки так, щоб напрямлення стержнів у них було взаємно перпендикулярним. Дві укладені таким чином сітки «зигзаг» рівнозначні сітці з перехресними стержнями того ж перерізу. Кінці стержнів сіток на 2...3 мм випускають зі швів кладки для контролю укладання сіток.

Насичення кладки арматурою характеризується процентом армування

$$\rho_{xy} = \frac{V_s}{V_k} \cdot 100\% , \quad (9.18)$$

де V_s і V_k – об'єми арматури й кладки. Для квадратної сітки з арматури перерізом A_{st} з розмірами осередку $c_1 = c_2 = c$ при відстані між сітками за висотою s (см. рис. 9.9)

$$\rho_{xy} = \frac{2A_{st}}{c \cdot s} \cdot 100\% . \quad (9.19)$$

Для одержання необхідного ефекту від сітчастого армування його кількість повинна становити не менше 0,05%. Для запобігання недовикористання арматури відсоток її повинен бути не більше 1%.

Крім того відсоток армування не повинен перевищувати при позацинтровому стиску

$$\rho_{xy} = 50 \cdot \frac{f_{ms}}{(1 - 2e_s / y) \cdot f_{yd}} \geq 0,1\% . \quad (9.20)$$

Марка розчину для елементів з сітчастим армування приймається не нижче 50, а товщина каменя повинна бути такою, щоб висота ряду кладки не перевищувала 150 мм.

Сітки, введені у горизонтальні шви, перешкоджають поперечним деформаціям кладки й підвищують її несучу здатність. При стисненні це підвищення залежить від відсотку армування ρ_{xy} і для армованої кладки з цегли усіх видів й керамічних каменів з

цільовидними вертикальними пустотами при висоті ряду не більше 150 мм визначається за формулою

$$f_{ks,red} = f_{kd} + \frac{2 \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd}}{100} \leq 2 f_{kd} . \quad (9.21)$$

де f_{kd} – розрахунковий опір стиску неармованої кладки;

f_{yd} – розрахунковий опір арматури, прийнятий за табл. 3 й помножений на коефіцієнт умов роботи γ_{cs} згідно табл. 13 Додатку Р ДБН [4].

При позацентровому стиску на величину розрахункового опору армованої кладки, крім відсотка армування, впливає також ексцентриситет від навантаження e_s . У такому випадку розрахунковий опір визначають за формулою:

$$f_{ks,red} = f_{kd} + \frac{2 \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd}}{100} \cdot (1 - 2e_s / y) \leq 2 f_{kd} ; \quad (9.22)$$

Розрахунок кладки з сітчастим армуванням проводять за формулою (9.9), де міцність береться як для армокам'яної кладки:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t_{ef} \cdot b \cdot f_{ks,red} ; \quad (9.23)$$

Приклад 9.3. Визначити розрахункову несучу здатність армованого цегляного стовпа перерізом 64 x 64 см з розрахунковою висотою $h_{ef} = 4,8$ м, якщо навантаження до нього прикладене з ексцентриситетом $e_0 = 5$ см у напрямку більшої сторони перерізу. Стовп викладено з глиняної цегли пластичного пресування марки 100 на цементно-вапняному розчині марки 75. Армована сітка зварена з дроту діаметром 6 мм класу А240С ($A_{s1} = 0,283$ см²) з розмірами вічка $c = 5$ см й укладена через три ряди цегли ($s = 21$ см).

Знаходимо за табл. 3.1 з урахуванням табл. 13 Додатку Р ДБН [7] значення $f_{yd} = 225 \cdot 0,6 = 135$ МПа, а за табл. 2 та 5 Додатку Р [7]

$$f_{kd} = 1,7 \text{ МПа.}$$

Розрахунковий ексцентриситет

$$e_i = e_0 + e_{init} = 5 + \frac{480}{450} = 6,1 > 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 64 = 3,2 \text{ см.}$$

Відстань від центру ваги до краю перерізу в бік ексцентриситету $y = 0,5h = 0,5 \cdot 64 = 32$ см.

Відсоток непрямого армування за формулою (9.19)

$$\rho_{xy} = \frac{2 \cdot 0,283}{5 \cdot 21} \cdot 100 = 0,539\% < \rho_{\max} = \frac{50 \cdot 1,7}{(1 - 2 \cdot 6,1/32) \cdot 135} = 1,018\% .$$

та розрахунковий опір армованої кладки (див. формулу (9.22))

$$f_{ms,red} = 1,7 + (2 \cdot 0,539 \cdot 135/100) \cdot (1 - 2 \cdot 6,1/32) = 2,60 \text{ МПа} < 2 f_{kd} = 2 \cdot 1,7 = 3,4 \text{ МПа}.$$

Гнучкість стовпа $\lambda = h_{ef} / t = 480 / 64 = 7,5 < 15$. Дію повзучості можна не враховувати.

$$\text{Коефіцієнт } \Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{6,1}{64} = 0,81 .$$

Несуча здатність простінки

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t_{ef} \cdot b \cdot f_{ms,red} = 0,81 \cdot 64 \cdot 64 \cdot 0,26 = 862,62 \text{ кН}.$$

9.5 Розрахунок армокам'яних балок-стінок і перемичок

Балки-стінки з кам'яної кладки – це вертикально навантажені стіни, або їх частини, які перекривають отвори так, що відношення габаритної висоти стіни над отвором до розрахункової довжини отвору дорівнює величині не менше 0,5 ($h > l_{ef} / 2$) . Розрахункова довжина прольоту балки-стінки:

$$l_{ef} = 1,15 l_{cl} ,$$

де $l_{cl} \leq 60 \cdot t$ – ширина отвору на провіт;

t – ширина стіни.

Всі вертикальні навантаження, що впливають на частину стіни, розташовану над отвором, повинні братися в розрахунок, якщо інші елементи не приймають на себе ці навантаження. При визначенні згинальних моментів балки-стінки можуть розглядатися як однопрольотні балки (рис. 9.9).

Проектування елементів армованої кладки при вигині, вигині і осьовому зусиллі повинне здійснюватися виходячи з таких умов:

- ділянки перерізу залишаються плоскими;
- арматура деформується, сумісно з кладкою;
- міцність кладки на розтяг приймається нульовою;
- величини максимальних деформацій стиску кладки і розтягу арматури вибирається відповідно до використаного матеріалу. Для неповністю стиснутих поперечних перерізів гранична деформація стиску не перевищує $\epsilon_u = 0,0035$;

- діаграма залежності деформації від напруження кам'яної кладки приймається лінійною, параболічною, параболічно-прямокутною або прямокутною.

Для балок-стінок розрахункова несуча здатність на дію згинального моменту M_{Rd} може бути отримана з рівняння:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z \leq 0,4 f_d \cdot b \cdot d^2, \quad (9.24)$$

де A_s – площа арматури в нижній частині балки-стінки;

f_{yd} – розрахункова міцність сталевих арматур;

z – плече внутрішньої пари сил, яке повинне прийматися, як найменша із наступних величин $z = 0,7l_{ef}$; $z = 0,4h + 0,2l_{ef}$;

f_d – розрахункова міцність кладки на стиск у напрямі дії навантаження;

b – ширина балки;

$d = 1,3 \cdot z$ – робоча висота балки.

Стержні арматури повинні бути безперервними і повинна забезпечуватися необхідна довжина їх анкетування.

Для обмеження тріщин необхідно передбачувати конструктивну арматуру у горизонтальних швах над робочою арматурою на висоту $0,5d$ від нижньої грані балки.

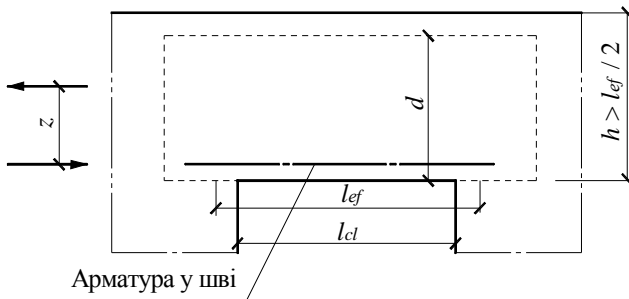


Рисунок 9.9

Якщо поперечна арматура в балку-стінку не встановлюється, то перевірка на дію зсуву від навантаження виконується за формулою

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{vd} \cdot b \cdot d, \quad (9.25)$$

де V_{Ed} – розрахункова максимальна поперечна сила по грані опори балки від дії навантаження;

$f_{vd} = 0,5f_{vko} + 0,4\sigma_d$ – розрахункова міцність кладки на зсув;

f_{vko} – характеристична початкова міцність на зсув при нульовому зусиллі стиску;

σ_d – розрахункова величина стискального зусилля від вертикальних навантажень;

b – мінімальне значення ширини балка на робочій висоті перерізу;

d – робоча висота перерізу балки.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006.
2. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009.
3. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6.-156:2010.
4. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-162:2010.
5. Залізобетонні конструкції: підр. / за ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища школа, 1995. – 591 с.
6. Вахненко П.Ф. Каменные и армокаменные конструкции. – К.: Будівельник, 1990. – 184 с.

ОСНОВНІ ПОКАЗНИКИ, ПРИЙНЯТІ В ДБН В.2.6-98:2009

Латинські великі букви

A	Площа поперечного перерізу
A_c	Площа поперечного перерізу бетону
A_s	Площа поперечного перерізу арматури
E_{cm}	Фактичний модуль пружності бетону
E_s	Розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі
EI	Згинальна жорсткість
I	Момент інерції площі бетонного перерізу
L	Довжина
M_d	Згинальний момент
N	Осьова сила
V_{Ed}	Розрахункове значення прикладеної поперечної сили

Латинські малі букви

b_f	Згинальна ширина поперечного перерізу або фактична ширина полицки в Т- або Г-подібних балках
d	Робоча висота поперечного перерізу
e	Ексцентриситет прикладення сили
f_c	Міцність бетону на стиск
f_{cd}	Розрахункове значення міцності бетону на стиск
f_{ck}	Характеристична (нормативна) міцність бетону на стиск
f_{ctk}	Характеристична (нормативна) міцність бетону на розтяг
f_{ctd}	Розрахункове значення міцності бетону на осьовий розтяг
f_{yd}	Розрахункова міцність арматури на границі текучості
f_{yk}	Характеристична (нормативна) міцність арматури на границі текучості
f_{ywd}	Розрахункова міцність поперечної арматури на границі текучості
h	Загальна висота перерізу
i	Радіус інерції
l	(l або L) Довжина; прольот
r	Радіус
$1/\rho$	Кривизна при певному перерізі
t	Товщина
x	Висота стиснутої зони
z	Плече пари внутрішніх сил

Грецькі малі букви

γ_c	Коефіцієнт надійності для бетону
γ_s	Коефіцієнт надійності для арматури
ε_c	Деформації стиску бетону
ε_{c3}	Деформації стиску бетону при максимальних напруженнях $f_c(R_b)$
ε_{cu3}	Граничні деформації стиску бетону
ε_{ud}	Граничні деформації розтягу арматури
ρ_l	Коефіцієнт армування для поздовжньої арматури
σ_c	Напруження стиску у бетоні
σ_{cu}	Напруження стиску у бетоні при граничній деформації стиску ε_{cu}

ЗМІСТ

1. Вступ	3
1.1. Суть залізобетону	3
1.2. Позитивні і негативні властивості залізобетонних конструкцій	3
1.3. Галузі застосування залізобетону	4
1.4. Розвиток залізобетонних конструкцій	5
2. Фізико-механічні властивості бетону	6
2.1. Види бетонів, які застосовуються у конструкціях ..	6
2.2. Структура бетону та її вплив на міцність і деформативність	7
2.3. Міцнісні й деформативні характеристики бетону..	9
2.4. Класи і марки бетонів	13
3. Арматура	15
3.1. Призначення і види арматури	15
3.2. Механічні властивості арматурних сталей	15
3.3. Класифікація арматури	17
3.4. Арматурні вироби	18
4. Методи розрахунку залізобетонних конструкцій	20
4.1. Етапи розрахунків	20
4.2. Стадії напружено-деформованого стану	21
4.3. Суть розрахунку залізобетонних елементів за граничними станами	22
4.4. Характеристичні і розрахункові навантаження. Сполучення навантажень	23
4.5. Характеристичне і розрахункове значення опорів матеріалів	24
5. Розрахунок міцності елементів, що працюють на згин	27
5.1. Загальні положення і припущення	27
5.2. Розрахунок міцності елементів прямокутного профілю з одиничною арматурою у нормальному перерізі	29
5.3. Міцність елементів прямокутного профілю з подвійним армуванням у нормальному перерізі	35
5.4. Міцність елементів таврового профілю у нормальному перерізі	36
5.5. Розрахунок міцності у похилих перерізах при дії поперечної сили	41
6. Несуча здатність стиснутих елементів	48

6.1. Основні поняття. Урахування впливів першого порядку	48
6.2. Урахування впливу прогину при розрахунках позacentрово-стиснутих елементів (вплив другого порядку)	50
6.3. розрахунок стиснутих елементів за першою формою рівноваги	52
6.4. Розрахунок стиснутих елементів за другою формою рівноваги	56
6.5. Конструктивні вимоги з проектування стиснутих елементів	57
7. Несуча здатність розтягнутих елементів	61
7.1. Конструктивні особливості	61
7.2. Розрахунки на міцність	63
8. Фундаменти	65
8.1. Конструктивні особливості	65
8.2. Розрахунок центрально-навантажених фундаментів під колони	68
8.3. Розрахунок фундаментів під колони на продавлювання	69
8.4. Розрахунок позacentрово-навантажених фундаментів під колони.....	70
8.4. Стрічкові й суцільні фундаменти	73
9. Кам'яна кладка	76
9.1. Матеріали для кам'яної кладки	76
9.2. Міцнісні й деформативні характеристики кам'яної кладки	78
9.3. Розрахунок стиснутих кам'яних стін (стовпів) з неармованої кладки	81
9.4. Розрахунок і проектування армокам'яних конструкцій з сітчатим армуванням	88
9.5. Розрахунок армокам'яних балок-стінок і перемичок	91
Список літератури	93

Навчальне видання

СЄДИШЕВ Євгеній Серафимович

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з дисциплін

**«Залізобетонні та кам'яні конструкції»
та «Залізобетонні конструкції»**

для слухачів другої вищої освіти спеціальностей
7.06010101 «Промислове і цивільне будівництво»,
7.06010103 «Міське будівництво і господарство».

Відповідальний за випуск: *В. С. Шмуклер*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання Є. С. Сєдишев

План 2014, поз. 1Л

Підп. до друку 10.02.2015
Друк на ризографі.
Зам. №

Формат 60 х 84/16
Ум. друк. арк. 4,5
Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювачі
Харківський національний університет міського господарства
імені О.М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua
Свідoctво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 4064 від 12.05.2011 р.